

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TOMO I

TÍTULO:

**DISEÑO DE LAS OBRAS DE CRUCE
DEL CANAL PRINCIPAL DEL PROYECTO:
IRRIGACIÓN BIAVO MARGEN IZQUIERDA**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR EL Bach. ROGER AUGUSTO RODRIGUEZ GUERRA**

ASESOR:

Ing. JOSÉ DEL CARMEN PIZARRO BALDERA

TARAPOTO - PERÚ

2001

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE
SAN MARTÍN**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

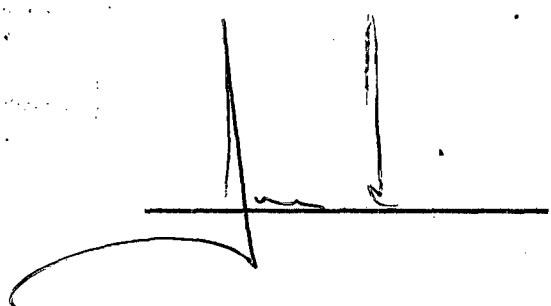
TÍTULO:

**Diseño de las Obras de Cruce del Canal Principal
del Proyecto:**

IRRIGACIÓN BIAVO MARGEN IZQUIERDA

**TESIS SUSTENTADA Y APROBADA ANTE EL
SIGUIENTE HONORABLE JURADO**

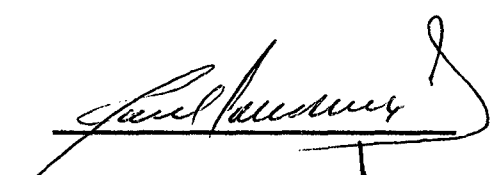
ING. JORGE ISAAC RIOJA DÍAS
PRESIDENTE



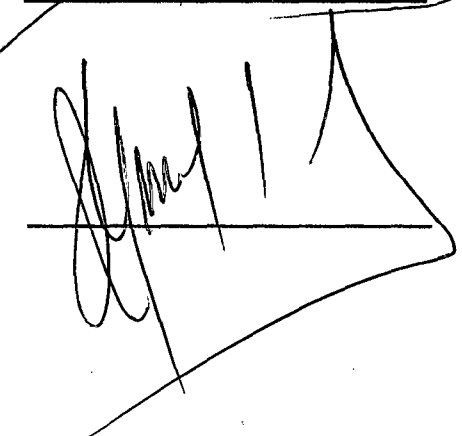
ING. FEDERICO CUBAS QUIROZ
SECRETARIO



ING. RAÚL SANDOVAL SALAZAR
MIEMBRO



ING. JOSÉ DEL CARMEN PIZARRO BALDERA
ASESOR



*A Dios que me dio salud
para salir adelante.*

*A la memoria de mis
queridos padres,
A mi segundo
padre, Jim López
mi hermano y
a la memoria de mi
cuñada Enith Mesia.*

*A mi querida esposa,
gracias por el
apoyo incondicional
para cumplir
mis metas.*

*A mis hijos que son
el aliento para
seguir luchando.
y familiares.*

gracias

*A mis queridos amigos:
Ing. Antonio Pérez Cuzcano, e
Ing. Jose del Carmen Pizarro Baldera,*

*Que fueron grandes pilares
para la culminación
de mis objetivos
y a todos mis demás amigos*

Gracias

CONTENIDO

Tema	Pag.
Carátula	i
Agradecimiento	ii
Dedicatoria	iii
Índice	iv
Resumen	viii

INDICE GENERAL

CONTENIDO	PAG.
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	
1.1 INTRODUCCIÓN	01
1.2 GENERALIDADES	01
1.3 OBJETIVOS Y METAS	02
1.4 HIPÓTESIS	02
1.5 UBICACIÓN	03
1.6 LIMITES	03
1.7 EXTENSIÓN	03
1.8 VÍAS DE ACCESO	03
CAPITULO II: ANTECEDENTES Y MARCO TEÓRICO	
2.0 ANTECEDENTES	04
2.1 HIDROLOGÍA	05
2.1.1 INFORMACIÓN CLIMATOLÓGICA DISPONIBLE	05
2.1.2 CLIMATOLOGÍA	05
2.1.3 PRECIPITACIÓN	05
2.1.3.1 SISTEMA DE MEDICIÓN	07
2.1.3.2 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN	08
2.1.3.3 ANÁLISIS ESPACIAL DE LA PRICIPITACIÓN	08
2.1.3.4 ESTUDIO DE LAS TORMENTAS	09
2.1.3.5 ESTUDIO DE LA MICROCUENCA DE CADA CURSO	

DE AGUA QUE CRUZA EL CANAL PRINCIPAL	10
2.1.4 LA PRECIPITACIÓN EN LA CUENCA DEL RÍO BIAVO AÑO 1999	11
2.1.5 CARTOGRAFÍA	12
2.2 INGENIERÍA DEL PROYECTO	12
2.2.1 DEFINICIÓN DEL ESQUEMA HIDRAÚLICO DEL CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA	12
2.2.2 CRITERIOS TÉCNICOS PARA EL DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL Y OBRAS DE ARTE DE CRUCE	16
2.2.3 DISEÑO HIDRAÚLICO DE LAS OBRAS DE ARTE	18
2.2.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE	25
2.3 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA	28
2.3.1 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS DE LAS OBRAS DE ARTE	35
2.3.1.1 CONDUCTO CUBIERTO	35
2.3.1.2 ALCANTARILLAS	35
2.3.1.3 CANOA BADEN	39
2.3.1.4 ENTREGA LATERAL	43
2.3.1.5 PUENTE VEHICULAR	49
2.3.1.6 PUENTE PEATONAL	50
2.3.2 MATERIALES DE CONSTRUCCION Y CANTERAS	51
2.4 TOPOGRAFÍA	56
2.4.1 TRAZO EN PLANTA, EJE DEL CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA	56
2.4.2 PERFIL LONGITUDINAL (RASANTE) EJE DEL CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA	56
2.4.3 SECCIONES TRANSVERSALES EJE CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA	56
2.4.4 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE DETALLE DE OBRAS DE ARTE DE CRUCE.	57

2.5 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS DE ARTE	57
2.5.1 ALCANTARILLAS TIPO ARMCO	57
2.5.2 CANOAS BADEN	58
2.5.3 ENTREGA LATERAL	59
2.5.4 PUENTE VEHICULAR	60
2.5.5 PUENTE PEATONAL	61

CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MEMORIA DE CALCULO	62
3.2 INFORME DE LABORATORIO	199
3.3 INFORME DE HIDROLOGIA	203

CAPITULO IV: RESULTADOS

4.0 Resultados	205
----------------	-----

CAPITULO V: ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones	210
6.1.1 Sobre Hidrología	210
6.1.2 Sobre Geología	210
6.1.3 Sobre Topografía	212
6.2 Recomendaciones	212
6.2.1 Sobre Hidrología	212
6.2.3 Sobre Geología y Geotecnia	212
6.2.4 Sobre Topografía	213
6.2.5 Sobre el Diseño Final.	213

CAPITULO VII: REFERENCIAS BIBIOLGRAFICAS

CAPITULO VIII: ANEXOS

7.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	215
7.2 METRADOS	249
7.3 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	375
7.4 PRESUPUESTO	381
7.5 REQUERIMIENTO DE MATERIALES, MANO DE OBRA Y EQUIPO	382

7.6 FORMULA POLINOMICA	384
7.7 CUADROS	385
7.7.1 CUADRO N° II-1, Precipitación total mensual (periodo 1964-1999), estación CO “Bellavista”.	385
7.7.2 CUADRO N° II-2, Precipitación total mensual (periodo 1964-1999), estación CO “La Unión”.	386
7.7.3 CUADRO N° II-3, Temperatura, humedad relativa, radicación solar, horas de sol, precipitación y evapotranspiración potencial .	387
7.7.4 CUADRO N° II-4, Estudio climatológico en el ámbito del proyecto, promedios de días de lluvias mensual y promedio de volumen de precipitación por días de lluvia.	388
7.7.5 CUADRO N° II-6, Estaciones meteorológicas existentes en la zona y cuencas aledañas.	388
7.7.6 CUADRO N° II-7, Precipitación total anual y media multianual periodo 1965-1974-1984.	389
7.7.7 CUADRO N° II-9, Estación Moyobamba, intensidad máxima de precipitación.	391
7.7.8 CUADRO N° II-10, Estación El Porvenir, intensidad máxima de precipitación.	392
7.7.9 CUADRO N° II-11, Estación La Unión, intensidad máxima de precipitación.	392
7.7.10 CUADRO N° II-12, Estación Moyobamba , frecuencia y periodo de retorno de las intensidades máximas de precipitación para intervalos de duración.	393
7.7.11 CUADRO N° II-13, Estación El Porvenir, frecuencia y periodo de retorno de las intensidades máximas de precipitación para intervalos de duración.	394
7.7.12 CUADRO N° II-14, Estación La Unión, frecuencia y periodo de retorno de las intensidades máximas de precipitación para intervalos de duración.	394
7.7.13 CUADRO N° II –15, Estación Moyobamba, tormenta de Máxima intensidad en 60 minutos del 08-02-80.	395
7.7.14 CUADRO N°II-16, Estación El Porvenir, tormenta de máxima intensidad en 60 minutos del 02-12-68.	396

7.7.15 CUADRO N° II-17, Estación La Unión, tormenta de máxima intensidad en 60 minutos de 26 – 11 - 68	396
7.7.16 CUADRO N° II-18, Determinación del caudal de diseño para las obras de arte de cruce Canal Principal Irrigación Biavo Margen Izquierda.	397
7.7.17 CUADRO N° II-19, Precipitación total mensual histórica (m.m) periodo: 1992-1996.	398
7.7.18 CUADRO N° II-20, Precipitación total mensual histórica (m.m) periodo: 1970-1980-1993-1996.	414
7.7.19 CUADRO N° II-21, Precipitación total mensual histórica (m.m) periodo: 1987-1996.	415

7. 8 GRÁFICOS

7.8.1 GRÁFICO N° II-1, Régimen de distribución mensual de precipitación pluvial.	416
7.8.2 GRÁFICO N° II-1, Régimen de distribución mensual de precipitación pluvial.	417
7.8.3 GRÁFICO N° II-1, Régimen de distribución mensual de precipitación pluvial.	418
7.8.4 GRÁFICO N° II-2, Mapa de isoyetas medias anuales 1983.	419
7.8.5 GRAFICO N° II-3, Relación intensidad - frecuencia - duración de precipitación, Estación Moyobamba.	420
7.8.6 GRAFICO N° II-4, Relación intensidad - frecuencia - duración de precipitación, estación el porvenir.	421
7.8.7 GRAFICO N° II-5, Factores para hallar la intensidad máxima para duraciones menores de 60 minutos en función de la intensidad.	422
7.8.8 GRAFICO N° II- 6, Relación intensidad – frecuencia - duración de precipitación periodo 65-72.	423
7.8.9 GRAFICO N° II-7, Histograma de precipitación tormenta de máxima intensidad del 26-11-28, Estación La Unión	424
7.8.10 GRAFICO N° II-7, Histograma de precipitación tormenta de, máxima intensidad del 02-12-68, Estación El Porvenir.	425

7.9 PLANOS

Figura CP-1, Sección típica del canal principal del sistema de riego Biavo, Margen Izquierda.

426

CANOAS BADEN

Estructuras de concreto armado construidas sobre el canal y perpendiculares a él, y que sirven para recibir el agua superficial y hacerla pasar de un lado a otro sin que ésta llegue al canal. El badén es una estructura de sección parabólica y sirve para proteger al camino de servicio, consta de once (11) unidades.

ENTREGAS LATERALES

Estructuras de concreto armado, que captan aguas superficiales de micro cuencas o sea pequeños caudales que descargan directamente al canal, suman catorce (14) unidades

PUENTES VEHICULARES

Para uso exclusivo de vehículos motorizados y cuya finalidad es mantener el tránsito en los caminos y trochas de uso para los agricultores para evacuar la producción, consta de una (01) unidad.

PUENTE PEATONAL

Son para uso de personas, vehículos motorizados menores, ganado y otros, mantienen la circulación en los senderos utilizados por los agricultores, consta de una (01) unidad.

Para determinar el caudal de diseño de las obras de las obras de cruce se utilizo dos (02) métodos:

El método racional y el método de la sección hidráulica y para determinar la I_{\max} . De la lluvia que es un factor utilizado en el método racional, se procedió de dos (02) maneras:

La primera recurrimos a la curva intensidad – duración – frecuencia, consignada en el estudio hidrológico del río Biavo y la segunda manera utilizando la fórmula de Talbot.

Después de realizar los metrados y análisis de precios unitarios correspondientes, obtenemos un costo ascendente a cuatro millones veintidos mil setecientos tres y 79/100 nuevos soles. (\$ 4 442 703.79).

RESUMEN

Se captará el recurso hídrico del río huallaga, mediante un sistema de bombeo, compuesto por 09 eléctrobombas de 1,00 m³/seg. de capacidad cada una; las aguas serán conducidas a lo largo de la cobertura del área de influencia del proyecto mediante un canal principal de 13,62 Km. de longitud, y del cual se distribuirá mediante un sistema de canales laterales de 35,54 Km. de longitud a las 6 250 ha. netas a irrigar. La infraestructura propuesta para satisfacer el requerimiento de agua de riego, esta conformada por las siguientes obras principales:

Sub- Estación de Eléctrica

Suministro de Energía

Equipamiento Electromecánico

Planta de Bombeo

Canal Alimentador

Canal Principal

Obras de Arte

Sistema de Riego y Drenaje.

A lo largo del canal principal se han identificado los diferentes lugares en los cuales se emplazarán las obras de cruce que garantizarán la continuidad del canal. También las obras de cruce que serán necesarias construir para facilitar la comunicación vial entre el área de riego y las de producción que se ubican en un nivel superior al canal principal, entre estas obras tenemos las siguientes.

ALCANTARILLAS TIPO ARMCO

Se emplea en trabajos de drenaje inferior de poco caudal e instalados en los cursos naturales de las quebradas el proyecto consta de seis (06) unidades.

CAPITULO I

1.0.0 INTRODUCCION

1.1. Introduccion

El Sistema de Riego Biavo Margen Izquierda, forma parte del Gran Proyecto de Ampliación de la Frontera Agrícola en el valle del Huallaga Central. La priorización de su ejecución esta vinculada con el desarrollo de la región San Martín.

El Sistema de Riego Biavo Margen Izquierda, esta orientado a la incorporación y desarrollo de 6 250 ha, con las cuales se incrementará la producción y productividad en el valle del Huallaga Central; lo que hace necesario realizar el Estudio Definitivo del Sistema de Riego que considere las obras de captación, conducción y distribución con sus respectivas obras de arte con la finalidad de disponer del Expediente Técnico necesario que permita la gestión de recursos financieros, para poder ejecutar la obra en el menor tiempo posible.

El Valle del Río Biavo Margen izquierda, constituye un gran potencial agrícola y pecuario siendo los cultivos principales el Arroz, Maíz Amarillo Duro, menestras y otros.

1.2. GENERALIDADES:

El presente documento, deberá contener la información necesaria para elaborar el diseño de las Obras de cruce del Canal principal, así mismo se tendrán que identificar los diferentes lugares en los cuales se emplazarán las Obras de cruce que garanticen la continuidad del canal

Para el diseño se tendrán en cuenta las normas establecidas por el BUREAU OF Reglamation, criterios económicos y criterios Técnicos.

1.3 OBJETIVOS Y METAS

1.3.1 Objetivos Generales

Definir el tipo de obras de cruce del canal principal y protegerlo de la escorrentía que circula por los cauces de las quebradas transversales al canal y que amenazan con destruirlo.

Definir el drenaje transversal adecuado del canal principal, mediante la proyección de obras de cruce para garantizar su estabilidad así como su funcionamiento eficiente.

1.3.2Objetivos Específicos

Realizar el diseño hidráulico y estructural de las obras de cruce del canal principal Margen Izquierda de la Irrigación Biavo.

La meta consiste en realizar el Diseño de las Obras de Cruce que se presentan a lo largo del Canal Principal Margen Izquierda y que suman 34 y cuyos tipos se describen a continuación :

TIPO DE OBRA DE ARTE	CANTIDAD (Unidad)
Conducto Cubierto	01
1Canoas Badén	11
Alcantarillas	06
Puentes Vehiculares	01
Puente Peatonal	01
Entregas Laterales	14

1.4 HIPÓTESIS

Lo que se demostrara mas adelante es que mediante una correcta aplicación de los métodos para el cálculo así como de la utilización de la información Hidrológica (Precipitación, tipo bosque, tipo suelo , topografía, áreas de la Microcuenca etc.), nos permitia realizar el diseño Hidráulico y Estructural de las obras de arte de cruce del canal principal

1.5 UBICACIÓN

Desde el punto de vista geográfico, el área del Proyecto se ubica entre las coordenadas 07° 02' 00" y 07° 17' 00" de Latitud sur y 76° 28' 00" y 76° 33' 00" de longitud Oeste y una altitud media de 230 m.s.n.m. (según la Carta Nacional elaborada por el IGN).

Desde el punto de vista Político, se ubica en: el Departamento de San Martín, Provincia de Bellavista y comprende los Distritos de Bellavista, del Bajo Biavo con su capital Nuevo Lima y Alto Biavo con su capital Cuzco y es parte integrante del Valle del Huallaga Central.

1.6 LIMITES

El área del proyecto tiene los siguientes límites:

Por el Norte : Con el Río Huallaga.

Por el Sur : Con el Río Biavo.

Por el Este : Con el Río Biavo.

Por el Oeste Con Flancos de Montañas Altas, que conforma el contrafuerte de la margen derecha del río Huallaga.

1.7 EXTENSIÓN:

El área de influencia del Proyecto Irrigación Biavo Margen Izquierda, es de 6,600 ha brutas de las que hay que descontar las siguientes áreas.

Trochas carrozables a los centros de producción 90 ha.; Trocha carrozable vecinal a centros poblados menores 195 ha., no apta para cultivo 65 ha; determinándose una área neta irrigable de 6 250 ha.

1.8 VÍAS DE ACCESOS:

Para acceder al área del proyecto, se tiene que cruzar el Río Huallaga utilizando embarcaciones motorizadas tipo chatas que están ubicadas frente a la localidad de Bellavista; y empalmar con la trocha carrozable afirmada de 14 Km. de longitud que une las localidades de Nuevo Mundo y Pacasmayo; ubicadas dentro del área del proyecto.

CAPITULO II: ANTECEDENTES Y MARCO TEORICO

2.0 ANTECEDENTES

El Estudio del Sistema de Riego Biavo, se inicia en el año 1987, con la definición del Planteamiento Hidráulico Preliminar del Proyecto de Irrigación de las Márgenes Derecha e Izquierda del Río Biavo, en el cual no se detalla la ubicación ni el tipo de obras de arte de cruce.

En el Año de 1991, se realizó el Estudio Geológico – Geotecnia a nivel de Factibilidad, de la Irrigación Biavo - Vainillas, Margen Izquierda, tampoco especifica obras de arte de cruce.

En el año de 1992, se elaboró el Expediente Técnico del Canal Principal Margen Izquierda del Río Biavo, que considera la captación de agua del río Biavo por gravedad si considera obras de arte de cruce del canal principal como canoas - badén y puentes vehiculares.

En el año de 1997, se realiza un nuevo Estudio del Canal Principal Margen Izquierda del Río Biavo, cambiando la ubicación de la captación en el Río Biavo, aproximadamente cuatro kilómetros aguas abajo del lugar considerado en el primer Estudio (Dos Unidos), hecho que origina la pérdida de altura y profundización de la caja del canal principal, también considera obras de arte de cruce del canal principal (Canoas-Badén y Puentes Vehiculares).

En el año de 1997, se realizó el Estudio Hidrológico del Río Biavo, Informe Final, documento que contiene la información hidrológica que se utilizará en la elaboración del presente informe de tesis; previa actualización al año 1 999.

En el año de 1999, se realizó la Evaluación de las 02 (dos) Alternativas de planteamiento Hidráulico existente teniendo en cuenta las condiciones y/o mejoras actuales con respecto al servicio de energía eléctrica disponible y las condiciones Geológicas y Geotécnicas del lugar, por donde recorre el eje del canal principal, asimismo, se está realizando el Estudio de una Tercera Alternativa, considerando la captación a través de una Estación de Bombeo.

En el presente año se toma la decisión de realizar el Estudio Definitivo del Proyecto de Irrigación Biavo Margen Izquierda, considerando la alternativa por **eléctrobombeo**, el cual considera el estudio de las **obras de arte de cruce**, materia del presente **informe de tesis**

2.1 HIDROLOGÍA

2.1.1 Información Climatológica Disponible

En el área de Influencia del Proyecto, se encuentra instalada la Estación Climatológica Ordinaria de Bellavista, propiedad del SENAMHI; de la cual se obtendrá los datos necesarios para desarrollar el componente hidrológico del presente informe.

También se encuentra instalada la estación climatológica ordinaria La Unión, estación cercana al área del proyecto.

2.1.2 Climatología.

El área de Influencia del Proyecto, ocupa la parte baja conformada por planicies y lomadas del sector medio del valle del Huallaga central; desarrollándose, hasta una altitud de 350 m.s.n.m. aproximadamente, y mediante la aplicación del sistema de clasificación del clima propuesto por el Dr. THORNTHWITE, utilizando los datos Meteorológicos de las Estaciones de Bellavista y la Unión , ONREN determinó el tipo de clima: **seco y cálido, sin exceso de agua durante el año y con una concentración térmica de verano normal.** En forma complementaria, ONERN utilizó información Pluviométrica de las Estaciones Pilluana y Tarapoto ubicadas dentro del área dominadas por este tipo de clima.

2.1.3 Precipitación

El clima seco y cálido presenta las precipitaciones Pluviales más bajas de todo el área del Huallaga Central, registradas en las Estaciones de Bellavista, La Unión, Pilluana y Picota; Los registros de la primera, permitieron elaborar el gráfico N° II-1, pudiendo apreciar el Régimen de Precipitación Mensual que corresponde a este tipo de clima.

En general existen dos épocas bien marcadas durante el año: Una lluviosa y otra con menores precipitaciones. La época lluviosa se inicia en Octubre y cesa en Abril, alcanzando el promedio mensual más alto en Marzo. Los promedios mensuales se muestran en el cuadro N° II-1. En esta época la mayor precipitación fue registrada en el sector Sur, donde se determinó un promedio de 135,75 mm (Marzo) y un promedio de precipitación total por año de 1098,02 mm. (Bellavista). La menor precipitación pluvial se registró en el sector Sur Este, donde se registró un promedio de 39,68 mm (Agosto) y un promedio de precipitación por año de 973,31 mm (La Unión). Ver cuadros N° II- 1 y II- 2

La época de menores precipitaciones se ubica entre Mayo y Septiembre caracterizadas por que son más esporádicas y escasas. Algunas veces hay precipitaciones pero no alcanzan significación.

También podemos observar que de los 36 y 13 años de registro, 1964 – 1999 y 1975 – 1980; 1993 - 1999 de las estaciones Bellavista - La Unión respectivamente, más del 50% de los años registrados presentan precipitaciones totales que sobrepasan los 1000 mm. en el caso de la estación Bellavista y menos del 50% en el caso de la estación La Unión, ver cuadros II-3 y II-4

Por otra parte, el número de días que llueve durante el año varía entre 83 (Bellavista) y 99 (La Unión), Ver cuadro N° II-5. El número de días con lluvias al mes, varía entre un mínimo de 05 y un máximo de 09 (Estación Bellavista), finalmente la precipitación por día de lluvia varía entre un mínimo de 8 mm y un máximo de 14 mm (estación Bellavista). Para la estación Climatológica Ordinaria La Unión el número de días, con lluvias al mes, varía entre un mínimo de 06 y un máximo de 11 la precipitación por día de lluvia entre un mínimo de 08 mm y máximo de 14 mm. En todos estos casos los mayores valores corresponden a los meses con mayor cantidad de lluvias y los menores a los meses más secos, ver cuadros N° II- 5

También es útil señalar que las precipitaciones máximas en 24 horas son elevadas, como, lo demuestran los registros de la estación Bellavista donde se observó precipitaciones diarias desde 45,0 mm hasta 127,0 mm

2.1.3.1 Sistema de Medición

Para el Estudio de la precipitación (Aguas Meteoricas), ONERN dispuso de Información proveniente de un total de 36 Estaciones localizadas en las cuencas de los Ríos Saposoa, Sisa, Mayo, Cumbaza y Biavo y en las Cuencas Aledañas de la Zona de Estudio de Huayabamba, Caynarachi y Shanusi.

Del total citado, 04 eran sinópticas (S), 08 climatológicas ordinarias (Co), 22 Pluviométricas (Plu) y 02 climatológicas principales (CP).

Existía además, en la zona de Estudio, tres estaciones pluviográficas (Moyobamba, El Porvenir y la Unión), las que contaban con bandas de 10 mm y 7 días de duración y con escala de lectura cada hora.

Las mediciones en la mayoría de las estaciones se realizaban mediante lecturas directas, las lecturas de precipitación se efectuaban tres veces al día a las 7:00, 13:00 y 19:00 horas y con mayor frecuencia en las estaciones sinópticas.

Las estaciones entonces existentes eran operadas en su mayoría por el SENAMHI. El mantenimiento de las mismas era satisfactorio, sobre todo el de aquellas de fácil accesibilidad.

La supervisión se realizaba cada tres (03) meses. Las estaciones meteorológicas contaban con una protección adecuada, no así las pluviométricas.

La información disponible para el Estudio era satisfactoria en cuanto a su distribución espacial, mas no así a su período de registro.

Las estaciones de mayor período de registro fueron las de Moyobamba y de Tarapoto, con 22 (veintidós) y 28 (veintiocho) años respectivamente, y la Estación con menor período de registro era la de La Unión, con solo 09 (nueve) años. En general la información existente permitió conocer el régimen de precipitaciones y cuantificar su distribución espacial.

Para analizar las tormentas observadas en el área de Estudio, ONERN empleó la información pluviográfica de las Estaciones de Moyobamba, El Porvenir y La Unión, de los períodos: 1964 – 1980, 1965 – 1972, 1966 - 1970, respectivamente. Para mayor detalle con relación a la información de las estaciones Meteorológicas empleadas por ONERN en el presente estudio, ver cuadro N° II – 6.

2.1.3.2 Análisis de la Información.

Con la finalidad de establecer la consistencia de la información disponible, ONERN agrupó en primer lugar, las estaciones según criterio de proximidad geográfica, semejanza de altitud y semejanza de precipitaciones (Cuadro N° II-7), habiéndose encontrado que el 80% de las series comparadas guardaban proporcionalidad.

Luego al nivel de cada grupo y con el fin de realizar un ajuste de las series y de ser necesario corregir los errores sistemáticos, se efectuó el análisis de doble masa. Finalmente ONERN completó las 36 estaciones para el período 1965 – 1979, todos los datos de precipitación, aplicando **métodos de regresión y de la razón de valores normales**

2.1.3.3 Análisis espacial de la precipitación

Para la elaboración del mapa de isolíneas de precipitación media anual (Isoyetas), ONERN escogió el Período de Registros 1965 – 1979.

El Período indicado se consideró adecuado por la disponibilidad de Registros Pluviométricos, los mismos, que para algunos datos faltantes fueron completados. En el Cuadro N° II- 8 se consignan los datos utilizados y en el gráfico N° II- 2 el mapa de Isoyetas media anual.

El aporte de lluvias a la zona de estudio tal como se observa en el mapa de Isoyetas es bastante variable, observándose una menor precipitación en el área del Huallaga Central y un incremento a medida que se desplazan hacia las divisorias de agua y que suben por la Cuenca del Río Mayo. La mayor precipitación se presenta en los contrafuertes orientales de los cerros denominados Escalera, donde son interceptadas las masas de aire frío y húmedo provenientes de la Zona Amazónica que avanza en dirección Sur-Este, Nor.-Este y Este – Oeste; La precipitación aumenta así mismo, en el área cercana a las estribaciones de la cordillera a partir de Juanjui.

El Régimen anual de las precipitaciones muestra que los meses más secos en la zona corresponde a los meses de julio y agosto, existiendo dos épocas lluviosas, la primera en marzo y la segunda en octubre.

2.1.3.4 Estudio de las Tormentas

Para el análisis de las tormentas, ONERN estudió independientemente las bandas de los Pluviografos que existían en la zona: Moyobamba, El Porvenir y la Unión, el procedimiento seguido fue el siguiente :

Se seleccionó la tormenta más trascendental de cada año de registro considerado (Cuadros N° II-9, II-10, II- 11).

Se obtuvieron las intensidades máximas para períodos de duración de 30, 60, 90, 120 y 180 minutos.

Se ordenaron en forma decreciente y se calculó las frecuencias y periodos de retorno (Cuadros N° II- 12, II- 13, II- 14).

Se construyeron las familias de curvas : Duración - Intensidad – Frecuencia, (Gráficos N° II- 3 II- 4, II- 5), en base a la información de los cuadros N° II- 9 a II- 14 y a la aplicación de la fórmula de Talbot, para el cálculo de las intensidades máximas :

$I_{max} = a/(b+t)$, donde;

$I_{m\acute{a}x.}$ = Intensidad Máxima (mm).

a, b = Constantes que dependen de la localidad donde est instalada la Estación y de la Frecuencia.

T = Intervalo de duración (horas.).

Para mayor detalle en los cuadros N II- 15, II- 16, II- 17, y en los gráficos N II- 6, II- 7, II- 8, se muestran las tormentas que alcanzaron las máximas intensidades en 60 minutos. De intervalo de tiempo, con valores de 40.2, 47.3 y 43.0 mm/hora, para las estaciones de Moyobamba, El Porvenir y La Unión, respectivamente

2.1.3.5 Estudio de la Micro cuenca de cada curso de agua que cruza el canal principal

Para realizar el estudio de las micro cuencas ubicadas a niveles superiores al canal principal se ha considerado necesario agrupar los parámetros que caracterizan el comportamiento hidrológico de cada una de ellas, y que servirán para determinar el caudal que discurre por sus cauces, entre estos parámetros tenemos:

rea: Mediante el uso de la carta Geográfica Nacional (IGN) a escala 1:100,000, planos, catastrales a escala 1 : 10,000 y fotografías aéreas se ha determinado el contorno o perímetro de la cuenca y por ende el cculo del área de la misma.

Pendiente del curso del agua : Para obtener la pendiente del curso de agua es necesario conocer el desnivel que existe entre el punto de cruce del curso con el canal principal y el punto mas alto  inicio del curso de agua.

El desnivel obtenido se divide entre la longitud media del curso de agua, obtenndose la pendiente, la misma que expresa en %.

Cobertura: Por lo general se considera el tipo de vegetación y el porcentaje de cobertura del terreno tal como: Sin vegetación, tipos de cultivos, pasto, vegetación ligera, hierba, grama, bosques de densa vegetación, etc.

Suelos: Las características de los suelos revisten gran importancia en los estudios hidrológicos ya que éstos controlan los procesos de infiltración, movimiento del agua en el sub - suelo y en la superficie y otros de menor importancia. De acuerdo a estas características podemos clasificar en suelos permeable, impermeable y semipermeable.

Tiempo de Concentración: Se define como el tiempo que demora el agua en su viaje desde el punto hidráulico más distante de una cuenca hasta el sitio en consideración ó también denominado punto de interés.

Longitud: Distancia existente entre el punto de interés hasta el punto más distante o naciente del cauce, (ver cuadro N° II – 18).

2.1.4 La Precipitación en la Cuenca del Río Biavo al año 1999.

En los cuadros N° II- 3, II-4 y II-5, se presenta la información pluviométrica histórica, registrada al año 1999, en tres estaciones de control, localizadas en la cuenca del río Biavo, específicamente la Margen Izquierda y Derecha, de aguas arriba hacia aguas abajo, éstas son: Bellavista, La Unión y Nuevo Lima.

El número de años con información mensual completa son de 36,13 y 36 para las estaciones de Bellavista La Unión, y Nuevo Lima respectivamente, se optó por considerar como periodo común, el correspondiente a 13 años, periodos 1975-1980; 1993-1996 – 1997-1999.

Para este periodo común (1993 – 1999), si bien es corto para evaluar las precipitaciones, le corresponde los siguientes totales anuales promedios, Bellavista: 1068 mm, La Unión 958 mm y Nuevo Lima 1 038 mm. valores en general, acorde con la distribución hacia el valle del Huallaga en el oeste

(Bellavista), y aumento hacia el este (ver tendencias de isoyetas del grafico N° II-2 y cuadros N° II-19, II-20, II-21.

2.1.5 Cartografía.

Para el desarrollo del presente informe, contamos con los planos catastrales a curvas de nivel con un desnivel de 20 m, a escala 1:10 000 levantado por la Dirección de Catastro Rural, del MINAG Carta Nacional a escala 1:100 000, levantado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN); planos de planta y perfil y secciones transversales, del Canal Principal Margen Izquierda Irrigación Biavo levantados por el Proyecto Especial Huallaga Central y Bajo Mayo; Mapa de Isoyetas medias anuales 1983, levantado por ONREN entre otros.

2.2 INGENIERÍA DEL PROYECTO

2.2.1 Definición del Esquema Hidráulico del Canal Principal Margen Izquierda

Basándose en los análisis de alternativas de solución realizadas en estudios anteriores y en el presente Estudio, para irrigar el área del proyecto de la Irrigación Biavo Margen Izquierda se consideró la solución más apropiada la concebida por electro bombeo con una captación en la Margen Derecha del Río Huallaga , frente a la localidad de Bellavista . así mismo considera la conducción de agua a través de un canal principal de 13,62 Km. de longitud.

El sistema de Riego Margen Izquierda prevé utilizar los recursos hídricos naturales del Río Huallaga para irrigar 6 250 ha. Netas.

La infraestructura propuesta para satisfacer el requerimiento de agua de riego de estas tierras que se ubican en la margen izquierda del río Biavo, está conformada por las siguientes obras principales:

- Suministro de Energía (casa de fuerza)
- Equipamiento Electromecánico

- Planta de Bombeo
- Canal Alimentador
- Obras de Arte
- Sistema de Riego y Drenaje

El planteamiento hidráulico principal considera las siguientes obras :

OBRAS DE CAPTACIÓN :

Para el desarrollo de la Irrigación Biavo- Margen Izquierda las obras de captación estarán conformadas por una planta de electrobombeo.

Esta obra considera el bombeo de $7.50 \text{ m}^3/\text{seg}$ de agua del Río Huallaga a través de electrobombas de una capacidad promedio de $1 \text{ m}^3/\text{seg}$ cada una.

Las características principales de estas obras son :

Altura de bombeo (succión y descarga)	31,62 m
Caudal de bombeo	$7,50 \text{ m}^3/\text{seg}$
Equipos de bombeo	08 Electrobombas ($1,0 \text{ m}^3/\text{seg c/u}$)
Equipos de bombeo de retén	01 Electrobomba ($1,00 \text{ m}^3/\text{seg}$)
Tubería de succión	36" de diámetro
Tubería de descarga	30" de diámetro
Suministro de energía	4,50 MV
Poza de descarga	10x8x3,30 (m) (m) (m)
Canal alimentador	105,60 m.

OBRAS DE CONDUCCION:

Las obras de conducción están conformadas por el canal principal Margen Izquierda de 13,62 Km. de longitud.

El canal principal ha sido caracterizado en 05 tramos, la sección hidráulica es trapezoidal tipo telescópica, los tramos son los siguientes:

TRAMO I: Km. 00+000 - km 03+195,50

Este tramo es el inicial del canal principal se inicia inmediatamente después del canal alimentador y tiene una longitud de 3 495 m y su capacidad de diseño es de 7,50 m³/seg. Se ha considerado la impermeabilización de la caja con revestimiento de concreto $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$. las características principales son :

Longitud	: 3 195,50 m
Capacidad	: 7,5 m ³ /seg.
Base menor	: 1,50 m
Altura	: 2,30 m
Tirante	: 1,77 m
Borde libre	: 0,5 m
Pendiente	: 0,0005
Talud	: 1 :1

TRAMO II : Km. 03 + 195,50 - Km. 06 + 666,23

Este tramo tiene por ruta de trazo una zona de topografía accidentada, no presenta limitaciones de orden topográfico ni geológico.

La capacidad de diseño de este tramo es de 4,20 m³/ seg. Se ha considerado la impermeabilización de la caja de canal con revestimiento de concreto simple $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ la característica principal del canal en este tramo es de:

Longitud	3 470,73 m
Capacidad	4,20 m ³ /seg.
Base menor	1,20 m
Altura	1,90 m
Tirante	1,43 m
Borde Libre	0,47 m
Pendiente	0,0005

Talud 1 : 1

TRAMO III : Km 06 + 666,23 – 08 + 700,00

Este tramo tiene por ruta de trazo una topografía ondulada, no presenta limitaciones de orden constructivo y sus características principales son :

Longitud	2 033,77 m
Capacidad	1,20 m ³ / seg.
Base menor	0,75 m
Altura	1,25 m
Tirante	0,89 m
Borde Libre	0,36 m
Pendiente	0,0015
Talud	1 : 1

TRAMO IV : Km. 08+700,00 Km.11+200,00

Este tramo tiene como ruta una topografía ligeramente plana, no presenta limitaciones de orden constructivo y las características principales del canal en este tramo son:

Longitud	2 500 m
Capacidad	1,20 m ³ /seg.
Base menor	0,65 m
Altura	1,10 m
Tirante	0,79 m
Borde Libre	0,31 m
Pendiente	0,0015
Talud	1 : 1

TRAMO V : Km. 11+200 – Km. 13 + 740,50

Este tramo tiene una longitud de 2 540,50 m y tiene por ruta de trazo una topografía plana : no presenta limitaciones de orden constructivo y sus características principales son :

Longitud	2 540,50 m
Capacidad	0,60 m ³ /s
Base menor	0,50 m
Altura	0,75 m
Tirante	0,55 m
Borde Libre	0,20 m
Pendiente	0,0015
Talud	1: 1

2.2.2 Criterios Técnicos para el Diseño del Canal Principal y de las Obras de Arte de Cruce.

Para el diseño a nivel constructivo del canal principal y obras de arte de cruce, se ha tenido en consideración las normas establecidas por el Bureau of Reclamation (USRB) y por las practicas usuales de ingeniería en proyectos similares que se han ejecutado específicamente en nuestra Región.

También se ha tomado en cuenta criterios económicos orientados en base al dimensionamiento optimo de las diferentes estructuras que conforman el sistema de Riego Biavo – Margen Izquierda con la finalidad de disminuir costos, pero enmarcado dentro de las recomendaciones obtenidas de los estudios básicos de Ingeniería.

La capacidad de conducción del Canal Alimentador se ha considerado de 7,50 m³ /seg caudal máximo de diseño y tiene una longitud de 105,60 m.

La capacidad de la sección hidráulica del canal principal margen izquierda, se ha considerado telescópica para conducir un caudal máximo de 7,50 m³/seg y caudal mínimo de 0,60 m³/seg en el último tramo (TRAMO V).

La sección hidráulica de ambos canales se ha proyectado revestida de concreto simple de $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$, de sección trapezoidal, con taludes en las paredes de 1V, 1H, es decir $Z = 1$, afin de garantizar la impermeabilidad de la caja.

El valor del coeficiente de rugosidad adoptado es igual a 0.016 para canales revestidos de concreto .

El Borde libre del canal se ha establecido en función a las recomendaciones indicadas en el BUREAU OF RECLAMATION, estimándose un valor aproximado de 0,50m. en función al caudal de conducción.

El espesor del revestimiento de concreto se ha establecido en 0,10 m para los canales alimentador y principal también siguiendo las normas del BUREAU OF RECLAMATION, la plataforma del canal contiene una berma interior de 1,50 m de ancho, la sección hidráulica de canal y una berma exterior de 6,50 m que incluye un camino de servicio y/o vigilancia de 4,00 m de ancho, tal como se puede apreciar en la Figura N° CP- 1, del mismo modo las características hidráulicas y geométricas para los diferentes tramos del canal se presentan en el cuadro N° CP-1.

Para la armadura de refuerzo en las diferentes estructuras se ha utilizado el acero de grado 60 y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

El concreto para solado de 10 cm. de espesor, se prevé un $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ en los sitios donde la armadura se apoyará sobre el suelo.

El concreto para el recubrimiento de la armadura de refuerzo se proyecta un $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.

El diseño de muros tiene en cuenta las condiciones de servicio más desfavorables (con empuje de tierras) y los coeficientes de seguridad al deslizamiento y volteo.

La capacidad portante , $\Gamma_c = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$

El coeficiente de rugosidad para el concreto se ha considerado en 0,016 y para las alcantarillas TMC en 0,021.

2.2.3 Diseño Hidráulico de las Obras De Arte

2.2.3.1 Alcantarillas, Canoas – Badén y Entregas Laterales.

Como primer paso determinamos el caudal de diseño, para lo cual se ha utilizado dos métodos, el Método Racional y el método de la sección hidráulica y la pendiente **de cuya comparación elegimos el mayor.**

Método Racional: Este método utiliza la formula

$Q = C I_{max} A / 360$, donde;

Q = Caudal máximo probable en m^3/Seg .

C = Coeficiente de escorrentía, que esta en función del tipo de bosque y pendiente de la cuenca.

A = Área de la cuenca colectora, esta determinada por toda la superficie ubicada sobre el canal hasta el cruce con el canal principal, para lo cual utilizamos los planos catastrales a escalas 1:10 000 levantado por la Dirección de Catastro Rural de MINAG; y datos obtenidos en campo para micro cuencas que no están consideradas en los mencionados planos ya que estas son de áreas pequeñas . Ver Plano de área de Microcuencas.

$I_{max.}$ = Intensidad máxima de la lluvia para un periodo de duración igual al tiempo de concentración para la frecuencia deseada para el diseño, (en porcentaje), se expresa en mm.

Para determinar la $I_{max.}$ procedemos de dos (02) maneras:

La primera, recurrimos a la curva intensidad – duración – Frecuencia, Grafico N° II-9 estación CO Bellavista, del Estudio Hidrológico del río Biavo, informe final elaborado por el Ing. Walter Obando Licera. La segunda manera, utilizando la fórmula de Talbot, cuyo procedimiento también esta en el mencionado estudio:

$I_{max.} = a/b + tc$; Donde.

a, b = Constante que depende de la localidad donde está instalada la estación y de la frecuencia, para nuestro caso, los valores son :

a =	5382,51 (Dato obtenido del SENAMHI)
b =	230,22 (Dato obtenido del SENAMHI)
tc =	Tiempo de concentración en horas.
Imax. =	Intensidad máxima en mm.
tc =	$0,871 \times (L^3/H)^{0,385}$ donde,
tc =	Tiempo de concentración en horas
L =	Longitud del curso de agua más largo en Km.
H =	Desnivel máximo del curso de agua más largo en m..

Método Directo o de la sección hidráulica y la pendiente : Se efectúa directamente en el terreno, localizando marcas o trazas que dejaron en el cauce las avenidas: En esta operación se determinará el área hidráulica, perímetro mojado y pendiente, del curso de agua parámetros que nos servirán para utilizar la formula de Maning y obtener el caudal.

$$Q = (A R^{2/3} S^{1/2})/n, \text{ donde.}$$

A =	Área de la sección hidráulica en m ²
R =	Radio hidráulico en metros; $R = A/P$; donde
P =	Perímetro mojado
S =	Pendiente del cauce natural en por mil

Con el caudal obtenido procedemos a determinar el diámetro de las alcantarillas, secciones transversales de las canoas – badén y entregas laterales.

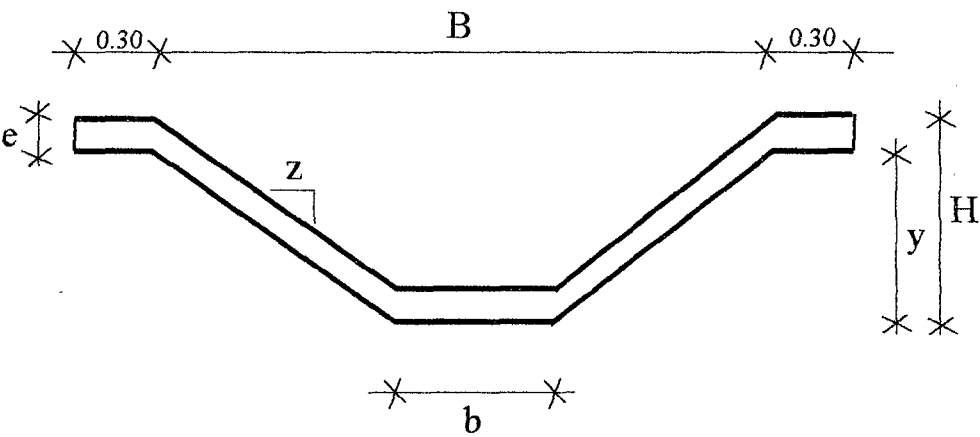
2.2.3.2 Puentes Vehicular y Peatonal.

Ubicamos el punto en el cual se emplazarán los puentes, de tal manera de poder determinar los parámetros necesarios para el diseño.

A lo largo del Canal Principal solamente se ha proyectado la construcción de un (01) puente vehicular el cual se ubica en el km 12+620, en el cruce con un camino vecinal que permite el acceso a los productores ubicados en la parte superior del canal principal, y un (01) puente peatonal el cual se ubica en el km 13+200, en el cruce con caminos de herradura que

permite el acceso a las áreas de producción ubicadas en la parte superior del canal principal.

El detalle es el siguiente.



SECCION TIPICA CANAL PRINCIPAL IRRIGACIÓN BIAVO – MARGEN IZQUIERDA

		CONSTANTES GEOMÉTRICAS E HIDRAULICAS														
TRAMO V		L	Q	H	B	b	Y	T	n	S	Z	A	P	R	V	Fb
EL KM	AL KM	Km	M3/S	m	m	m	m	m	-	m/m	-	m2	m	m	m/s	m
+ 200,00-13 + 620		2,5	0,6	0,75	2,0	0,5	0,55	1,6	0,016	0,015	1,0	0,58	2,58	2,06	0,28	0,20

Puente Vehicular: Km. 12+620; cuya luz será B = L = 2.00m.

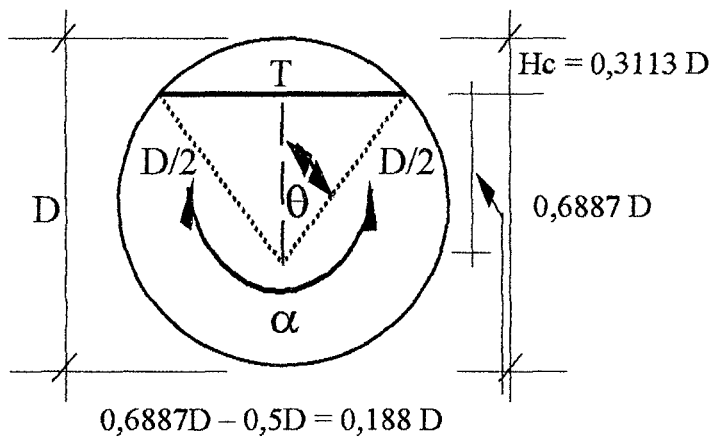
Puente Peatonal: Km. 13+200; cuya luz será B = L = 2.00m.

2.2.3.3 Cálculo hidráulico de alcantarilla

Se debe diseñar para que no trabajen a tubo lleno, evitando de este modo inundaciones de los terraplenes adyacentes.

Del manual ARMCO, en un conducto circular la velocidad critica (Vc) y el diámetro (D) por intermedio de la profundidad critica (Tirante Critico);
 $H_c = 0.3133 D$ y $V_c = \sqrt{2q H_c} = 2.4710^{1/2}$.

El área del segmento circular será.



$$A = D^2/8 (\Pi \alpha /180 - \sin \alpha) \dots \dots \dots I$$

$$\cos \theta = 0.1887D/12D = 0.3774$$

$$\theta = 67^\circ 49' 38.19'' \rightarrow 2 \theta = 135^\circ 39' 16.38''$$

$$\alpha = 360^\circ - (135^\circ 39' 16.38'') = 224^\circ 20' 43.06''$$

Remplazando en I

$$A = 0.5768 D^2$$

Sabemos que la ecuación de continuidad es:

$Q = V_c A$; reemplazando valores se tiene:

$$Q = (2.471 D^{1/2}) (0.5768 D^2)$$

$$Q = 1.4253 D^{5/2}$$

$$D^{5/2} = Q/1.4253 = 0.7016 Q$$

$$D = (0.7016 Q)^{2/5} = 0.8678 Q^{2/5}$$

$$D = 0.8678 Q^{2/5}$$

Es perímetro mojado es:

$$P_m = \Pi D - \sqrt{(2\theta/360^\circ)} \Pi D$$

$$P_m = 1,9578 D$$

El radio hidráulico es

$$R = A/p_m = 0,5768 D^2 / 1,9578 D = 0,2946 D$$

$$R = 0,2946 D$$

Pendiente: La rasante ideal para una alcantarilla es aquella que no produce sedimentación ni erosión. Con la sección crítica sin que se produzca remanso y haciendo uso de la formula de Maning se tendrá:

$$V = (R^{2/3} * S^{1/2}) / n \rightarrow S = Vc^2 n^2 / R^{4/3}$$

Donde :

VC = Velocidad crítica

R = Radio Hidráulico

n = Coeficiente de Rugosidad

Longitud: Esta en función al ancho, a la corona del camino, altura de terraplén, talud del terraplén, ángulo de esviajamiento con respecto al eje del camino y pendiente de la alcantarilla.

La longitud se puede determinar por intermedio del perfil longitudinal del terreno al ubicar la plantilla de la alcantarilla, si la alcantarilla no es perpendicular a la línea del centro del camino, la longitud obtenida se multiplica por la secante o el ángulo de esviaje, en el caso que no se tenga datos para formar el perfil del terreno, la longitud de la alcantarilla se puede obtener sumando el ancho de la corona, dos veces el producto del talud por la altura del terraplén (hasta el piso de la alcantarilla), en el centro del camino.

En nuestro caso emplearemos el perfil longitudinal del alcantarilla plasmada en los planos de las secciones transversales.

Elección de la Alcantarilla.

La elección de una alcantarilla en lo referente al tipo, depende de factores como :

- Suelo sustentante o de cimentación.
- Características geométricas de la alcantarillas y topografía del terreno.
- Comparación económica de los posibles tipos de alcantarillas.

Para el presente trabajo utilizaremos, alcantarillas de tubo de metal corrugado (ARMCO) por su facilidad de instalación y uso inmediato.

Cálculo Hidráulico de Canoa – Badén.

Canoa:

Estas obras constan de transición de entrada y transición de salida, siendo siempre rectangular la sección de la canoa. La pendiente en la sección de la canoa, debe ajustarse a la cota de la base mayor de la sección transversal del canal principal.

Esta estructura recibe el agua superficial, la hace pasar de un lado a otro sin que ésta entre al canal.

Dimensionamiento longitudinal de la estructura:

Con el perfil longitudinal de la canoa en el cruce con el canal y si fuera necesario un plano en planta, se define la longitud total de la estructura y puesto que se conoce la longitud de las transiciones, se determina el valor de las cotas de fondo.

Borde libre:

Cuando la velocidad en la canoa es pequeña, nos resultará un borde libre razonablemente muy pequeño. Se recomienda usar la siguiente. Relación para borde libres, mínimos.

$Y/H = 0,75$, donde;

Y = Tirante de la canoa

H = Altura total de la canoa

Badén

El perfil longitudinal de esta estructura puede ser a nivel o en curva vertical perfectamente parabólica, teniendo cuidado no presente obstáculos en el tránsito de los vehículos que pasan sobre ellos; se evitará posean depresión brusca o cambio que produzcan golpes. La sección transversal será del ancho de la vía con una ligera inclinación a favor de la corriente.(1% - 2%).

Para evitar la socavación se protegerá al badén tanto aguas arriba como aguas abajo con muros que irán enterrados coincidiendo la base superior con la loza del badén; estos muros son de forma trapezoidal ó rectangular, serán de concreto ciclópeo $f'c = 175\text{kg/cm}^2$ más 30% de piedra grande, cuyas dimensiones estarán en función de la máxima avenida de agua, tipo de vehículos a transitar y material sustentante.

Esta estructura tiene como función proteger al camino de servicio, de las aguas que evacua la canoa.

Entregas Laterales.

Consta de encauzamiento de entrada, siendo siempre rectangular o trapezoidal la sección de la entrega.

La pendiente de la sección de la entrega, debe ajustarse a la cota de la base mayor de la sección transversal del canal principal de tal manera que el agua que discurre por la entrega desemboque directamente al canal.

Borde libre:

Se recomienda usar la siguiente relación para borde libres, mínimos.

$Y/H = 0,75$, donde;

Y = Tirante de la entrega lateral

H = Altura total de la entrega lateral

Las aguas superficiales provenientes de micro cuencas muy pequeñas son encausadas por estas estructuras para que descarguen directamente al canal y no destruyan estas aguas al camino de servicio que queda al lado opuesto de esta estructura.

2.2.4 Diseño Estructural de las Obras De Arte

Consiste en fijar la dimensiones del espesor, acero de refuerzo, rellenos, longitud de cabezales etc. que garanticen soportar las diferentes cargas a la que estarán sometidas las mencionadas estructuras.

Calculo Estructural de Alcantarilla.

Cálculo de las Cargas

Carga Vivas: Son causadas por el tránsito vial. La influencia de la carga H20 que actúa sobre una zona supuesta de 0,90 x 1,0 m. se resumen en la tabla siguiente: (extraída del manual ARMCO)

Altura de la cobertura	Cargas en Kg/m ²
0,30	8 788
0,60	4 395
0,90	2 929
1,20	1 953
1,50	1 221
1,80	976
2,10	854
2,40	458

Carga Muerta: Viene a ser el prisma de suelo o relleno sobre la tubería metálica, según el manual de ARMCO se supone que el peso del terraplén es distribuido en el ancho de 0,91 Kg/m³, su cálculo se determina por medio de la expresión siguiente:

$$CM = P \times H$$

CM = Presión del peso (Kg/m²) muerto

P = Unidad del peso del suelo: 1 922 Kg/m³

H = Altura del relleno sobre la tubería (m)

Grado de Compactación del Relleno: Debe tenerse la seguridad que se superará el 85% del proctor standard. Del gráfico 3.5 del manual ARMCO se obtiene con el 85% de la densidad natural el coeficiente de carga $k = 0.86$ que se le aplicará a la carga total para obtener la presión para el proyecto.

Presión para el Diseño: (Pp) Será la suma de carga muerta más la carga viva afectados por el coeficiente de carga (k) es decir:

$$Pp = k (Cm + Cv)$$

El valor de k desaparece o toma el valor de la unidad cuando el diámetro es mayor que el terraplén ($h < D$; $k = 1$)

Compresión Anular (c): Es una carga axial que actúa en forma tangencial sobre la pared del conducto, que actúa en contraposición a la presión de diseño.

$$C = Pp (D/2)$$

Esfuerzo Admisible para la pared (fc): El esfuerzo mínimo de fluencia para alcantarilla metálicas es de 2 320 Kg/cm² (manual ARMCO) valor que en base al cual obtendremos el esfuerzo de compresión (fb) para los casos siguientes:

- 1.- $Fb = Fv = 2\,330 \text{ Kg/cm}^2$ en el caso que $D/r < 294$
 - 2.- $Fb = 2\,812,31 - 0,0057 (D/r)^2$, en el caso que $D/r > 294$ y < 500
 - 3.- $Fb = 3,47 \times 10^8 / (D/r)^2$ en el caso que $D/r > 500$
- r = Radio de giro de las corrugaciones (cm)
 D = Diámetro de la tubería (cm)

$$F_c = f_b/2$$

Área del Corte Transversal de la Pared (A): Se calcula en base al esfuerzo de compresión anular (c) y el esfuerzo admisible (fc).

$$A = C/f_c$$

De la tabla 2,3 del manual ARMCO para la tubería cuyas corrugaciones son de 67,7 x 12,7mm. y un área (corte transversal de la pared) de 8,20 cm²/m. (mayor de 1 769 cm²/m. requerido) se obtiene un espesor específico de 0,864 mm. Pero el espesor (calibre) comercial mínimo de la tubería de 36" es de 2,5 mm.

Las tuberías empleadas de acuerdo a lo descrito anteriormente serán:

(Diámetro) (Pulgadas)	Corrugaciones (Pulgadas)	Calibre (mm)
24"	2/3 x 1/2"	2,00
60"	2 2/3 x 1/2"	2,50
48"	2 2/3 x 1/2"	2,50
60"	2 2/3 x 1/2"	3,00

2.3 GEOLOGIA Y GEOTECNIA

GEOLOGIA REGIONAL

Introducción

La descripción de la Geología Regional tiene como fuente bibliográfica el estudio definitivo del proyecto Irrigación Biavo Margen Izquierda.

Esta sección, tiene por objeto describir el Marco o Espacio Geológico Regional, dentro del cual se desarrolla el Proyecto.

En este subtítulo se trata de las formaciones geológicas que se encuentran en el área del Proyecto y en las zonas colindantes.

De las formaciones geológicas se describe su litología o petrografía, así como su posición estratigráfica.

El estudio de la geología Regional es de importancia en los trabajos de geología aplicada y geotecnia, pues ayuda en la interpretación de las características de cimentación de los sitios o de los lugares donde se emplazan las obras de ingeniería del Proyecto.

Unidades de mapeo

Se entiende por unidades de mapeo o formaciones geológicas a un conjunto de rocas o suelos de la misma litología o diferente, las cuales en el tiempo geológico, tienen un origen común, es decir, se formaron en la misma época, por lo cual son de la misma edad.

La posición estratigráfica de las unidades en la columna geológica de la región, desde la más moderna a la más antigua es la siguiente:

Unidades Litoestratigráficas del Cuaternario

- Depósitos fluviales
- Depósitos Aluviales

Unidad Litoestratigráfica del Cuaternario -Terciario

- Formación Juanjui

Unidades Litoestratigráficas del Terciario

- Formación Ucayali
- Formación Ipururo
- Formación Chambira
- Formación Pozo
- Formación Yahuarango

A continuación se describen las siguientes formaciones:

Depósitos Fluviales del Cuaternario Reciente (Holoceno)

Están constituidos por los suelos inconsolidados que se encuentran en los cauces de los ríos Huallaga y Biavo y en los cauces de las quebradas laterales de los mencionados ríos. Han sido formados por el acarreo y sedimentación de las aguas de los mencionados ríos y quebradas.

Se observan en los cauces de los ríos, formando playas e islas.

En estos depósitos se distinguen suelos de granulometría gruesa, como: Gravas, bloques, cantos rodados; también, suelos de granulometría fina, como: Arenas, limos y arcillas. Los elementos de los suelos son redondeados a sub – redondeados.

Los depósitos fluviales en el cauce de los ríos, están sujetos a modificaciones o cambios originados por acción de las aguas corrientes, como la erosión y la sedimentación.

Depósitos Aluviales del Cuaternario Reciente (Holoceno)

Han sido formados por las inundaciones de las aguas de los ríos y sus quebradas adyacentes.

Son más antiguos que los Depósitos Fluviales.

Ocupan el fondo llano del Valle del río Biavo y parte de la margen derecha del río Huallaga, en el sector de Vainillas.

Los terrenos que forman estos depósitos se encuentran a mayor nivel ó cota que el cauce de los ríos Huallaga y Biavo.

Están conformados por mezclas de cantos rodados, gravas redondeadas a sub redondeadas, arenas, limos y arcillas, las que se encuentran medianamente compacta a compactas.

Sobre los terrenos de estos depósitos, en el Valle del Biavo, se encuentran los centros poblados de: Dos Unidos, La Unión, Pacasmayo, Nuevo Mundo, El Encanto, Las Palmera, Vainillas, José Gálvez, Nuevo Lima. También se ubican las tierras de cultivo y se desarrolla la actividad agropecuaria.

I. Depósito Fluvio-aluvial del Cuaternario – Terciario

Formación Juanjuí

Se localiza al Norte del Valle del Biavo, entre los sectores de Vainillas y Pacasmayo. Conforman el flanco izquierdo del Valle del Biavo y parte del flanco derecho del río Huallaga.

Está conformado por conglomerados no cementados, los cuales están constituidos por gravas redondeadas a sub redondeadas, cantos rodados, con matriz de arena y algo de limo.

Los clastos provienen de rocas plutónicas, volcánicas, esquistos, gneises, calizas y areniscas.

En la composición de la Formación Juanjuí se observan intercalados esporádicamente, lentes de arena poco compactos.

Su ambiente de sedimentación es fluvio – aluvial.

Forma cerros y colinas de baja altura.

Su edad de formación se asigna al intervalo Plioceno – Pleistoceno, es decir, al Terciario Superior – Cuaternario Antiguo.

Formación Ucayali

Según los estudios de Geología Regional del INGEMMET, esta formación aflora en el flanco derecho del Valle del río Biavo.

Su litología está formada por una secuencia de conglomerados gruesos intercalados con arenas y limos de colores gris claro a marrones y cremas.

Su edad se asigna al lapso Plioceno – Pleistoceno.

Formación Ipururo

Esta formación circunda los depósitos fluviales y aluviales del fondo del Valle del río Biavo y se encuentra formando parte de los cerros bajos o colinas del valle.

En la base, esta formación presenta estratos gruesos de areniscas gris verdosas a marrones, muy deleznales, de grano medio a grueso. En ocasiones, se presentan capas de conglomerado, los que a su vez se intercalan con lodolitas y limoarcillitas abigarradas.

En la parte media de la formación, se presentan limolitas y lodolitas.

En la parte superior, los estratos de conglomerado aumentan de grosor.

Proviene de una sedimentación aluvial.

Conforma el núcleo de pliegues sinclinales.

Su edad se asigna al Mioceno – Plioceno Inferior.

Lejos del área del Proyecto, se encuentran las formaciones: Chambira, Pozo y Yahuarango, las cuales pertenecen al Terciario.

Formación Chambira

Está compuesta por capas gruesas de lodolitas de color marrón o rojizo, intercaladas con areniscas marrones y rojizas, las cuales presentan capas gruesas.

Ocasionalmente presenta capas delgadas de limoarcillitas gris verdosas a cremas.

Se originó en un ambiente continental, tipo llanura de inundación.

Su edad parece ser del intervalo Oligoceno – Mioceno.

Formación Pozo

Está formada por limo arcillitas grises, cremas y rojizas con estratificación bandeada.

En el nivel inferior y medio, está compuesta de areniscas calcáreas de color gris claro u oscuro.

También está compuesta por calizas gris claro y lodolitas gris a rojizas.

Se formó en un ambiente marino lagunar.

Su edad está comprendida entre el Eoceno y el Oligoceno.

Formación Yahuarango

Litológicamente esta formación está compuesta predominantemente por lodolitas y limoarcillitas de color rojo oscuro a violáceo, de estratos medios a gruesos, intercalados con capas de limolitas y areniscas (grises, rojizas).

Asociadas a las rocas mencionadas, se encuentran calizas marrones y lodolitas calcáreas.

La formación se originó en un ambiente continental, donde la sedimentación tuvo lugar por deposición de flujos aluviales y fluviales.

Su edad se atribuye al lapso Paleoceno – Eoceno.

Las formaciones del Terciario, localizadas en las colinas y cerros, constituyen la topografía prominente de la zona.

Estructuras Geológicas

El Valle del río Biavo se ubica regionalmente en la Faja subandina nororiental, dentro de la cuenca sedimentaria mezo-cenozoica del Huallaga.

La faja subandina, es una franja adyacente a la Cordillera Oriental, la cual presenta altitudes menores a 2,500 m, así como valles y cadenas montañosas.

Es una cubeta estructural, constituida por rocas mesozoicas y cenozoicas, las cuales han sido afectadas por el tectonismo del Neógeno, el cual ha ocasionado plegamiento y fallamiento.

Las fallas son normales y de sobre escurrimiento.

Los pliegues y fallas que se manifiestan en las rocas sedimentarias del Mesozoico, se encuentran muy distantes del área del Proyecto.

En el área del Proyecto, se distinguen muy pocas estructuras, las cuales se describen a continuación.

Pliegues

En el flanco derecho del Valle del río Biavo, el INGEMMET ha mapeado un sinclinal, cuyo eje es aproximadamente paralelo a la longitud del Valle.

Este sinclinal afecta a las formaciones Ipururo y Ucayali del Terciario.

Muy lejos del área del Proyecto, en las rocas del Terciario se distinguen anticlinales con ejes paralelos a la longitud del valle del Biavo.

Fallas

A 4,3 Km y al Este de Nuevo Lima, el INGEMMET infiere la existencia de una falla geológica, la cual afectaría las formaciones Ipururo y Chambira.

En el área del Proyecto, los estudios geológicos regionales efectuados por el INGEMMET, han distinguido e inferido fallas transcurrentes e inversas, las cuales afectan las rocas del Terciario, mas no la del cuaternario reciente.

2.3.1 CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS DE LOS LUGARES DONDE SE EMPLAZAN LAS OBRAS DE CRUCE

2.3.1.1 CONDUCTO CUBIERTO

Se ha proyectado un conducto cubierto en el tramo del Km. 0+511 al 0+531, por que en este tramo el terreno de la cimentación del canal está formado por un suelo aluvial de gravas y arenas, las que se encuentran en la proporción de 50% cada una, siendo de poca compactación. El suelo constituye un talud natural de gran pendiente (30°), el que al ser cortado para la construcción de la obra, va a ocasionar derrumbes permanentes. Con esta obra, se evitará la colmatación del canal principal por la caída de piedras y arena por acción del viento y de la lluvia

2.3.1.2 ALCANTARILLAS

El emplazamiento de las alcantarillas y sus rellenos están ubicados en quebradas formadas en suelos aluviales del Cuaternario, los cuales están cubiertos por una capa de suelo orgánico.

En ningún sitio de apoyo se ha encontrado roca. Los flancos de las quebradas se encuentran en condiciones estables, pues no se ha detectado signos de inestabilidad como fracturas, deslizamientos y derrumbes.

ALCANTARILLA Km : 05+041,00

El suelo de sustentación de esta alcantarilla está constituida por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,90	OL	Suelo Orgánico
0,90- 2,00	GC	Grava Arcillosa

Por su grado de compactación y considerando el terreno saturado, su resistencia alcanza 1,2 Kg/cm².

En esta alcantarilla la presión de contacto determinada por el peso del canal, peso del agua, más el peso del relleno y el peso de la estructura es de 0.65 Kg/cm², y siendo la resistencia del terreno 1,2 Kg/cm² se llega a la conclusión que no existe problema de punzonamiento en la cimentación.

ALCANTARILLA KM : 05+622,00

El suelo donde se cimentará esta estructura presenta las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,90	OL	Suelo Orgánico
0,90- 2,00	GC	Grava Arcillosa

Por su grado de compactación y considerando el terreno saturado, su resistencia es de 1,2 Kg/cm².

En esta alcantarilla la presión de contacto determinada por el peso del canal, peso del agua, más el peso del relleno y el peso de la estructura es de 0.65 Kg/cm², y siendo la resistencia del terreno 1,2 Kg/cm² se llega a la conclusión que no existe problema de cimentación.

ALCANTARILLA KM : 06+421,00

El suelo de sustentación de esta alcantarilla esta constituido por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,30	OL	Suelo Orgánico
0,30- 1,50	GM	Grava Limosa
1,20- 2,00	GC	Grava Arcillosa

Se apoyará esta estructura en Grava-Limosa GM, la cual es suelta, teniendo una resistencia de 0,60 Kg/cm².

Para incrementar la resistencia del suelo que es baja, se recomienda compactar el terreno antes de colocar la alcantarilla.

ALCANTARILLA KM : 09+591,60

El suelo de sustentación de esta alcantarilla esta conformado por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,50	OL	Suelo Orgánico
0,50- 0,90	GM	Grava Limosa
0,90- 2,00	GC	Grava Arcillosa

La capa de apoyo para esta alcantarilla se considera que es de Grava-Limosa GM, la cual es compacta, teniendo una resistencia al estado saturado de 1,4 Kg/cm².

En esta alcantarilla la presión de contacto determinada por el peso del canal, peso del agua, más el peso del relleno y el peso de la estructura es de 1.02 Kg/cm², y siendo la resistencia del terreno 1,4 Kg/cm² se llega a la conclusión que no existe problema en la cimentación.

ALCANTARILLA KM : 10+538,00

De acuerdo a las exploraciones realizadas en el lugar donde se emplazará esta alcantarilla, el suelo de apoyo o cimentación esta constituido por los siguientes estratos o capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,50	OL	Suelo Orgánico
0,50- 0,90	GM	Grava Limosa
0,90- 2,00	GC	Grava Arcillosa

Como suelo portante se considera a la Grava-Limosa GM, la cual tiene una capacidad de carga de 1.4 Kg/cm² al estado saturado.

En esta alcantarilla la presión de contacto determinada por el peso del canal, peso del agua, más el peso del relleno y el peso de la estructura es de 1.00 Kg/cm², y siendo la resistencia del terreno 1,4 Kg/cm² se llega a la conclusión que no existe problema de cimentación.

ALCANTARILLA Km : 12+920,00

El terreno de apoyo de esta estructura está compuesta por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,50	OL	Suelo Orgánico
0,50- 1,80	CL	Arcilla Inorgánica

Esta estructura se apoyará en la capa de Arcilla Inorgánica CL, la cual tiene consistencia firme, por lo que su resistencia o capacidad portante se considera que es 1,12 Kg/cm² trabajando en condiciones saturadas.

En esta alcantarilla la presión de contacto determinada por el peso del canal, más el peso del relleno y el peso de la estructura es de 1.00 Kg/cm², y siendo la resistencia del terreno 1,12 Kg/cm² se llega a la conclusión que no existe problema en la cimentación.

2.3.1.3 CANOAS BADEN

estas estructuras apoyaran geológicamente en suelos de edad cuaternaria de los tipos siguientes

Arcillas Inorgánicas, Arenas Limosas y Gravas Arcillosas Limosas.

Estos suelos están cubiertos por una capa de suelo orgánico, la cual será desechada para cimentar las estructuras en la etapa de construcción.

En estos suelos no se observan características desfavorables.

En ninguno de los sitios estudiados para la obra se encontró cimentación de roca.

CANOA BADEN Km : 01+447,00

Según la exploración realizada (calicata) en el sitio de ubicación de esta estructura, se encontró las siguientes capas de suelos:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,30	OL	Suelo Orgánico
0,30- 1,50	GM	Grava Limosa
1,50- 2,10	GM-GC	Grava Limo-Arcillosa

Los estribos de apoyo se ubicarán sobre la Grava Arcillosa GC, la cual es compacta, por lo que se le considera una resistencia de 1,7 Kg/cm² en condiciones saturadas.

CANOA BADEN Km : 03+772,00

En el sitio de esta estructura el suelo esta conformado por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,70	OL	Suelo Orgánico
0,70- 2,00	GC	Grava Arcillosa

La capa de apoyo para la estructura se ha considerado a la Grava Arcillosa GC, la cual es compacta, por esta razón se considera que su resistencia es de 1,7 Kg/cm², encontrándose el suelo saturado.

CANOA BADEN Km : 07+207,00

En el lugar de fundación de esta estructura, el suelo esta constituido por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,40	OL	Suelo Orgánico
0,40- 1,00	GC	Grava Arcillosa

El estribo de apoyo se cimentará en la Grava Arcillosa GC, que es compacta y tiene una capacidad portante de 1.7 Kg/cm², en condiciones saturadas.

CANOA BADEN Km : 07+371,00

Esta estructura se apoyará en un suelo de características similares a la estructura anterior

PROFUNDIDAD . (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,40	OL	Suelo Orgánico
0,40- 1,00	GC	Grava Arcillosa

CANOA BADEN Km : 07+961,00

El terreno donde se emplazará esta estructura, esta conformada por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 1,10	OL	Suelo Orgánico
1,10- 1,20	GM	Grava Limosa

La estructura de apoyo se cimentará sobre una Grava Limosa GM, compacta, cuya capacidad de carga del terreno saturado es de 1,4 Kg/cm².

CANOA BADEN Km : 08+423,00

Esta estructura se cimentará en un suelo similar a la anterior, es decir en la Grava Limosa GM, de resistencia 1,4 Kg/cm² en estado saturado.

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 1,10	OL	Suelo Orgánico
1,10- 1,20	GM	Grava Limosa

CANOA BADEN KM : 11+213,00

El terreno donde se cimentará esta estructura, por la exploración realizada esta constituida por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,50	OL	Suelo Orgánico
0,50- 1,10	GP	Grava Mal Graduada
1,10- 2,00	SP- SM	Arena Limosa Mal Graduada

El apoyo de esta estructura se cimentará en la Grava Arenosa Mal Graduada GP, sin embargo la influencia de la presión de contacto llega al estrato inferior que es Arena Limosa Mal Graduada SP-SM, que se encuentra en estado suelto, por lo que será necesario para aumentar su resistencia, compactar este suelo antes de colocar los estribos.

CANOA BADEN KM : 11+575,00

Esta estructura se cimentará en el mismo tipo de suelo que la estructura anterior, las razones es que las condiciones de la geología local son similares, como se muestra en el perfil de suelo investigado por la exploración realizada.

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,50	OL	Suelo Orgánico
0,50- 1,10	GP	Grava Mal Graduada
1,10- . 2,00	SP- SM	Arena Limosa Mal Graduada

CANOA BADEN Km : 11+760,00

El sitio donde se ubicará esta estructura, esta formado por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,90	OL	Suelo Orgánico

0,90- 2,20 CL Arcilla Inorgánica

El apoyo del estribo se ubicará sobre la arcilla CL, la cual presenta consistencia firme, siendo su resistencia admisible de 1,12 Kg/cm², trabajando el suelo saturado.

CANOA BADEN Km : 12+605,00

El terreno de fundación de esta estructura, por encontrarse en el mismo ámbito geológico que la estructura anterior, presenta las mismas características geotécnicas.

A continuación, se muestra el perfil de suelos del terreno de apoyo.

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,90	OL	Suelo Orgánico
0,90- 2,20	CL	Arcilla Inorgánica

CANOA BADEN KM : 13+420,00

El terreno donde se ubicará la estructura, esta formada por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,50	OL	Suelo Orgánico
0,50- 1,80	CL	Arcilla Inorgánica

2.3.1.4 ENTREGAS LATERALES

Estas estructuras se apoyarán geológicamente en suelos de Edad Cuaternaria, de los tipos siguientes:

Arcillas Inorgánicas, Arenas Limosas y Gravas Arcillo-Limosas.

Estos suelos están cubiertos por una capa de suelo Orgánico, el cual será eliminado para cimentar las estructuras en la etapa de construcción.

En estos suelos no se observan características desfavorables.

En ninguno de los sitios estudiados para la obra se encontró cimentación de roca.

ENTREGA LATERAL Km : 00+764,00

En el sitio de esta estructura por la exploración realizada, el suelo esta constituido por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,80	OL	Suelo Orgánico
0,80- 1,90	GC	Grava Arcillosa

Esta obra se apoyará sobre la grava arcillosa GC, la cual es compacta, presentando una resistencia portante de 1,70 Kg/cm² en estado saturado.

ENTREGA LATERAL Km : 0+983,00

El suelo donde se apoyará esta obra, presenta en profundidad las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,30	OL	Suelo Orgánico
0,30- 1,50	GC	Grava Arcillosa

Esta estructura se cimentará en la Grava Arcillosa GC, la cual es compacta, de capacidad portante 1.7 Kg/cm² al estado saturado.

ENTREGA LATERAL Km : 01+429,00

El terreno de cimentación de esta estructura, por presentarse en la misma área geológica, donde se apoya la estructura anterior, presenta las mismas características geotécnicas, como compactidad y resistencia.

El perfil de suelos, es el siguiente:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,30	OL	Suelo Orgánico
0,30- 1,50	GC	Grava Arcillosa

ENTREGA LATERAL KM : 02+473,50

El sitio de fundación de esta estructura, presenta el siguiente perfil de suelos:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,50	OL	Suelo Orgánico
0,50- 1,20	GM	Grava Limosa
1,20- 2,00	GC	Grava Arcillosa

La obra se cimentará en la Grava Limosa GM, la cual es compacta y presenta al estado saturado un valor de soporte de 1.4 Kg/cm².

ENTREGA LATERAL Km : 02+603.60

Esta estructura por ubicarse en la misma área de la estructura anterior, presenta las mismas condiciones geológicas y geotécnicas.

El perfil estatigráfico del terreno de fundación es el siguiente:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,50	OL	Suelo Orgánico
0,50- 1,20	GM	Grava Limosa
1,20- 2,00	GC	Grava Arcillosa

ENTREGA LATERAL Km : 02+858,00

El terreno de apoyo de esta obra, presenta las siguientes capas de suelos:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 1,20	OL	Suelo Orgánico
1,20- 2,00	GC	Grava Arcillosa

La Grava Arcillosa GC, que es compacta, con una resistencia de 1,7 Kg/cm² al estado saturado, es la capa que soportará la estructura.

ENTREGA LATERAL Km : 03+077,40

Por ubicarse esta estructura en el mismo tramo geológico, presenta similares condiciones de apoyo que la estructura anterior.

El perfil de suelos es el siguiente:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 1,20	OL	Suelo Orgánico
1,20- 2,00	GC	Grava Arcillosa

ENTREGA LATERAL KM : 03+114,50

Esta estructura también se apoyará en el mismo tipo de suelo que las dos estructuras anteriores, por encontrarse en el mismo tramo geológico, los encontrados son los siguientes:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 1,20	OL	Suelo Orgánico
1,20- 2,00	GC	Grava Arcillosa

ENTREGA LATERAL KM : 06+035,00

Esta obra se localiza en un terreno cuyo perfil del suelo es el siguiente:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,30	OL	Suelo Orgánico
0,30- 1,50	GM	Grava Limosa
1,50- 2,10	GM-GC	Grava Limosa-Arcillosa

La capa de cimentación de la estructura se ha considerado que es la Grava Limosa GM, suelta, cuya capacidad de carga es de 0.25 Kg/cm², por lo que será necesario compactarla para incrementar su resistencia, antes de proceder al vaciado de la estructura.

ENTREGA LATERAL Km : 07+548,00

El sitio donde se localizará esta estructura esta formado por un terreno que presenta las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,40	OL	Suelo Orgánico
0,40- 1,80	GC	Grava Arcillosa

El apoyo de la estructura será en la Grava Arcillosa GC, la cual es compacta, presentando una resistencia al estado saturado de 1,7 Kg/cm².

ENTRAGA LATERAL Km : 07+885,00

Esta estructura se sitúa sobre un terreno formado por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 1,10	OL	Suelo Orgánico
1,10- 2,00	GM	Grava Limosa

La estructura se apoyará sobre la grava limosa GM, la cual es necesario compactarla antes de construir la estructura, por encontrarse al estado suelto.

ENTREGA LATERAL KM : 12+414,00

El suelo donde se ubica esta estructura esta formado por las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,90	OL	Suelo Orgánico
0,90- 2,00	CL	Arcilla inorgánica

Como suelo de cimentación se ha considerado a la arcilla Inorgánica CL, de consistencia firme, la que tiene una resistencia de 1,12 Kg/cm² en estado saturado.

ENTERGA LATERAL Km : 13+454,00

El área donde se ubicará esta estructura esta conformado por un suelo que presenta las siguientes capas:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,50	OL	Suelo Orgánico
0,50- 1,80	CL	Arcilla inorgánica

La capa de apoyo de esta obra es la Arcilla Inorgánica CL, la cual es firme y presenta una resistencia soporte de 1.12 Kg/cm².

2.3.1.4 PUENTE VEHICULAR Km : 12+755,00

El suelo de cimentación de este puente, por las exploraciones realizadas, presente el siguiente perfil estatigráfico de los suelos:

PROFUNDIDAD (m)	SUELOS	DESCRIPCION
0,00- 0,50	Suelo Orgánico OL	Arcilloso Plástico
0,50- 1,80	Arcilla Inorgánica CL	De alta plasticidad y consistencia firme

Este puente se apoyará en la arcilla Inorgánica CL, de consistencia firme.

El cuadro de resultados de la capacidad de carga admisible es el siguiente:

<div style="display: inline-block; transform: rotate(-45deg);"> <div>B</div> <div>Df</div> </div>	1,00	1,70	2,00	3,00	3,50	4,00
	1,40	1,49	1,53	1,66	1,73	1,79
Qa						

Donde:

B = Ancho de la cimentación en (m)

Df = Profundidad de la cimentación (m)

Qa= Capacidad de carga admisible (Kg/cm²)

Para el cálculo del Empuje de Tierras, se ha considerado la Densidad de Campo así como el Angulo de Fricción Interna del suelo de cimentación.

2.3.1.6 PUENTE PEATONAL Km : 13+200,00

Esta estructura por localizarse en un terreno de cimentación, de las mismas propiedades geológicas y geotécnicas, presenta según los cálculos realizados, la misma capacidad de carga admisible y empujes de tierras similares, los cuales han sido considerados en el diseño de este puente.

2.3.2 MATERIALES DE CONTRUCCION Y CANTERAS

Los materiales de construcción necesarios para las obras, han sido localizada en el área del proyecto.

Se requiere agregados para las obras de arte como son:

Conducto Cubierto, Entregas Laterales, Canoas badén, Cabezales de Alcantarillas, Puente Vehicular y peatonal etc.

Otro tipo de agregados es necesario para la construcción de los rellenos que se requieren para alcantarillas, etc.

También se requiere materiales para filtros, los que se emplearán en la construcción de las bases de alcantarillas y badenes.

Las áreas de material de préstamo se localizan a lo largo del canal principal, en las playas del río Huallaga y en las zonas de corte de excavación de plataforma.

A continuación se describe las canteras que se utilizarán para las obras

- **Canteras de Agregados**

- a) **Cantera de Agregados para Concreto**

Dentro del gran potencial que constituyen los depósitos de playa del río Huallaga, se ha localizado un lugar cercano y accesible a las obras.

Cantera Huallaga

Ubicación .- Esta cantera se ubica en una playa que colinda con la margen derecha del río Huallaga.

Se localiza a 500 m. aguas abajo del Puerto Vainillas.

Topografía .- La cantera presenta una topografía de llanura ondulada, formada por los depósitos del río: Cantos rodados, grava subredondeada, arena y limo. Las tierras de cultivo, con relación a la playa, en estiaje presentan un desnivel aproximado de 3 m.

Accesibilidad .- Para explotar la cantera y trasladar el material a los lugares de construcción será necesaria construir un camino de acceso, debidamente afirmado.

Características del Material

Granulometría.- La cantera está constituida por material grueso como cantos rodados y grava; de la grava se puede extraer el agregado grueso para preparar el concreto.

El material grueso también está mezclado con arenas, de las cuales se puede extraer el agregado fino que requiere la mezcla de concreto.

Petrografía .- Los elementos pétreos que componen la cantera se caracterizan por su riqueza petrográfica, pues provienen de rocas ígneas, volcánicas y rocas sedimentarias duras, lo cual determina que este material como agregados sea de excelente calidad, por su alta resistencia a la abrasión y durabilidad (intemperismo), debido a su composición de minerales duros.

En la región San Martín, por las obras ya construidas con este material y sus buenos resultados de calidad, aseguran que el material de esta cantera reúne las condiciones para preparar un concreto de buena calidad, lo cual garantiza la durabilidad de las obras del proyecto.

Propiedades que Presentan los Agregados

Según los ensayos de laboratorio.

	Agregado Grueso	Agregado Fino
Peso específico aparente	2,60 g/cm ³	2,61 g/cm ³
Peso específico de masa	2,53 g/cm ³	2,51 g/cm ³
Peso específico saturado superficialmente seco	2,56 g/cm ³	2,55 g/cm ³
Absorción	1,1 %	1,6 %

La granulometría tanto de los agregados finos como de los gruesos, de la muestra ensayada, no cumplió con contener todos los tamaños que exigen las especificaciones técnicas, sin embargo, en la etapa de explotación, empleando mallas se puede obtener la granulometría adecuada que cumpla con los requisitos que las normas exigen, para obtener un concreto de calidad, en caso de no poder obtener mediante las zarandas la granulometría adecuada, será necesario chancar el material.

De esta cantera también se explotará el material que se requiere para filtro.

Agregados para Rellenos

Para obtener el material que se requiere para los rellenos, se han localizado las canteras Siguientes.

Cantera 01

Ubicación .- Se ubica en el km 4+740 del eje de trazo del canal principal, a 50 m. de la carretera hacia Nuevo Mundo y a 50 m. del eje del canal.

Topografía .- Se sitúa sobre un terreno con topografía de laderas.

Accesibilidad.- Para explotar la cantera será necesario construir un camino de acceso debidamente afirmado.

Características del Material

Tipo de suelo	:	GC
Granulometría	:	Grava (3'' - 3/8'') : 54,40 % Arena : 19 % Finos : 26,60 %
Límite Líquido	:	31,00 %
Índice de plasticidad	:	16,40 %
Densidad máxima de Proctor	:	2,02 %
Óptimo Contenido de Humedad	:	10,60 %
C.B.R al 100 % de la M.D.S	:	25
C.B.R al 95 % de la M.D.S	:	10
Expansión	:	0,60 %

Cantera 02

Ubicación.- Se localiza en el km 8+600 del eje de trazo del canal principal; a 30 m. de la carretera a Pacasmayo y a 50 m. del eje del canal.

Topografía .- La cantera se ubica sobre una pendiente de ladera.

Accesibilidad.- Para explotar el material de esta cantera se requiere construir un camino afirmado.

Características del Material

Tipo de Suelo	:	GC
Granulometría	:	Grava (3'' - 3/8'') : 52,80 % Arena : 28,40 % Finos : 18,80 %
Límite líquido	:	23,80 %
Índice de plasticidad	:	10,00 %

Densidad máxima de Proctor	:	2,14 %
Optimo contenido de humedad	:	7,10 %
C.B.R al 100 % de la M.D.S	:	34,00
C.B.R al 95 % de la M.D.S	:	14,00
Expansión	:	0,40 %

Cantera 03

Ubicación.- Esta cantera se ubica en el km 11+140 del eje de trazo del canal principal; a 120 m de la carretera a Pacasmayo y a 50 m. del eje del canal.

Topografía.- El relieve de esta cantera también presenta una superficie de laderas.

Accesibilidad.- Para explotar el material de esta cantera se requiere construir camino de acceso.

Características del Material

Tipo de Suelo	:	GC
Granulometría	:	Grava (3'' - 3/8''): 42,50 %
	:	Arena : 35,80 %
	:	Finos : 14,70 %
Límite líquido	:	33,70 %
Indice de plasticidad	:	15,10 %
Densidad máxima de Proctor	:	1,97 %
Optimo contenido de humedad	:	11,70 %
C.B.R al 100 % de la M.D.S	:	18,00
C.B.R al 95 % de la M.D.S	:	6,00
Expansión	:	0,50 %

2.4 TOPOGRAFÍA

2.4.1 Trazo en Planta, Eje del Canal Principal Margen Izquierda.

Para el estudio de este componente, se identificó el Hito ubicado en la plaza de armas de la localidad de Barranca, que fue instalado por el IGM, esto a permitido el control planimétrico y altimétrico de los trabajos realizados.

Para el levantamiento topográfico del eje del canal principal y antes de ubicar el punto de inicio en el Km 00 + 000, se ha evaluado la topografía general del área del proyecto, lo que ha permitido junto a otros criterios técnicos seleccionar la pendiente del canal en armonía a los tramos que han sido considerados. Las pendientes utilizadas en el trazo de la línea de gradiente a lo largo del eje del canal principal son:

Del Km 00 + 000 al Km 08 + 900,00 : $S = 0,0005$

Del Km 08 + 000 al Km 11 + 200,00 : $S = 0,001$

Del Km 11 + 200 al Km 13 + 740,50 : $S = 0,00015$.

El trazo en planta del eje del canal principal se realizó teniendo como base las líneas de gradiente y su diseño está orientado a la condición de máxima eficiencia hidráulica. **“La definición del trazo ha permitido la ubicación de obras de arte a lo largo del canal”**. El trazo en planta y diseño del canal principal se presenta a escala: Horizontal 1 : 2 000, la longitud total del trazo definido es de 13,62 Km.

2.4.2 Perfil Longitudinal (Rasante) Eje del Canal Margen Izquierda.

Para realizar el perfil longitudinal del canal principal se ha corrido una nivelación cerrada, partiendo de la última obra de arte del canal principal margen derecha de la irrigación Sisa en actual servicio, (sector el porvenir- Bellavista) y el control vertical o altimétrico se hizo en base al hito de la plaza de armas de la localidad de Barranca.

El perfil longitudinal se presenta a escala 1 : 200. Es del caso indicar que se han empotrado insitu Hitos de concreto en los que se han referenciado BM'S.

2.4.3 Secciones Transversales Eje del Canal Principal Margen Izquierda

Las secciones transversales se realizo 25,0 m al lado derecho del eje y 30,0 m al lado izquierdo, espaciados a una distancia de 20,0 m en tramos rectos y 10,0 m en tramos en curva.

Las secciones transversales se presenta a escala 1 : 200. Estas secciones transversales servirán para determinar el movimiento de tierra (cortes y rellenos).

2.4.4 Levantamiento Topográfico de Detalle de Obras de Arte de Cruce

A lo largo del canal principal se han identificado los diferentes lugares en los cuales se emplazarán las obras de cruce que garantizarán la continuidad del canal. También las obras de cruce que serán necesarios construir para facilitar la comunicación vial entre el área de riego y las de producción que se ubican en un nivel superior al canal principal.

Los trabajos han consistido en ejecutar los levantamientos topográficos de detalle con la finalidad de elaborar los planos con curvas a nivel sobre los cuales se han realizado los diseños de la diferentes obras de arte de cruce.

2.5 Descripción de las Obras de Arte

2.5.1 Alcantarillas Tipo ARMCO.

Hechas con tuberías corrugadas tipo ARMCO, formada por módulos de plancha galvanizada empalmadas ya sea por grampas o por pernos con diámetros comerciales de 36" (0,91 m), 48" (1,22 m), 60" (1,52 m) y 72" (1,83 m), con capacidad de conducción de caudales de 350, 750 , 1 360 y 2 210 LTS/Seg., y módulos de 0,81 m, espectivamente. Se emplea en trabajos de drenaje inferior de poco caudal e instalados en los cursos naturales sobre una base de material granular, su colocación es, en general, en zanjas abiertas en terreno natural, las que se rellenarán posteriormente con material seleccionado compactado y en algunos

casos con una capa de concreto de baja resistencia , generalmente dentro de una zanja de sección rectangular (Ver Planos OA).

Para la Irrigación Biavo : Margen Izquierda se han proyectado seis (06) Alcantarillas cuyo detalle es el siguiente.

Nº	DESCRIPCION	UBICACION	CAUDAL DE DISEÑO m3/seg
01	Alcantarilla	05+041	0,800
02	Alcantarilla	05+622	0,500
03	Alcantarilla	06+421	0,500
04	Alcantarilla	09+591,60	1,500
05	Alcantarilla	10+538	1,500
06	Alcantarilla	12+920	1,000

2.5.2 Canoas – Badén

Estas estructuras son en realidad acueductos de concreto armado construidas sobre el canal y perpendiculares a él que tienen sardineles y aletas de entrada y sirven para recibir el agua superficial y hacerla pasar de un lado a otro sin que ésta llegue al canal, y entregarla al badén y éste a su vez evacuar al cauce natural de la quebrada. El badén es una losa armada de sección parabólica y que protege al camino de servicio (ver planos - OA).

En la Irrigación Biavo : Margen Izquierda se han proyectado once (11) canoas badén cuyo detalle es el siguiente :

Nº	DESCRIPCION	UBICACIÓN PK	CAUDAL DE DISEÑO
01	Canoa Baden	01+447	0,500
02	Canoa Baden	03+772	0,800
03	Canoa Baden	07+207	0,800
04	Canoa Baden	07+371	0,800
05	Canoa Baden	07+961	0,800
06	Canoa Baden	08+423	1,000
07	Canoa Baden	11+213	1,500
08	Canoa Baden	11+575	1,000
09	Canoa Baden	11+760	1,000
10	Canoa Baden	12+605	1,000
11	Canoa Baden	13+420	0,800

2.5.3 Entregas Laterales

Para aguas superficiales de flujo esporádico provenientes de Micro cuencas pequeñas, se construirán estructuras de sección rectangular o trapezoidal de concreto armado que descargan directamente al canal .

Estas estructuras están provistas de aletas de encauzamiento de entrada . (ver Plano OA)

El Proyecto consta de catorce (14) entregas laterales que a continuación detallamos.

Nº	DESCRIPCION	UBICACIÓN PK	CAUDAL DE DISEÑO
01	Entrega Lateral	00+764	0,500
02	Entrega Lateral	00+983	0,500
03	Entrega Lateral	01+429	0,500
04	Entrega Lateral	02+743,50	0,500
05	Entrega Lateral	02+603,60	0,500
06	Entrega Lateral	02+651,50	0,500
07	Entrega Lateral	02+858,00	0,500
08	Entrega Lateral	03+077,40	0,500
09	Entrega Lateral	03+114,50	0,500
10	Entrega Lateral	06+035	0,500
11	Entrega Lateral	07+371	0,500
12	Entrega Lateral	07+885,50	0,500
13	Entrega Lateral	12+414	0,500
14	Entrega Lateral	13+454	0,500

2.5.4 Puentes Vehiculares

Son para uso exclusivo de vehículos motorizados y cuya finalidad es conectar y mantener el tránsito en los caminos y trochas de uso para los agricultores beneficiarios de la irrigación. Sus longitudes varían de acuerdo al ángulo de cruce y la luz libre del canal, la losa o tablero es de concreto armado y los estribos de concreto ciclópeo (ver Plano - OA). El Proyecto consta de un puente vehicular que a continuación detallamos:

Nº	DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN (PK)	LUZ (M)
01	Puente Vehicular	km 12+620	2,00

2.5.5 Puentes Peatonales o Pasarelas

Son para uso de personas, paso de bicicletas, motocicletas, ganado y otros, estos puentes peatonales pueden incluso tener escaleras, conectan o mantienen la circulación en los senderos utilizados por los agricultores.

Sus longitudes varían de acuerdo a los ángulos de cruce y la luz libre del canal .
La losa o tablero es de concreto armado y los estribos de concreto ciclópeo.

(Ver plano OA)

El Proyecto consta de un puente peatonal que a continuación detallamos :

N°	DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	LUZ
		(PK)	(M)
01	Puente Peatonal	km 13+200	2,00

3.1 MEMORIA DE CALCULO

DISEÑO HIDRAULICO CONDUCTO CUBIERTO
Km 00+421

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS

Considerando la capacidad máxima de conducción del canal :

b =	1,5 m	}	Asumiendo como tirante máximo : y máx = 2,20 m se tiene : Q máx = 12,57 m ³ /s		
H =	2,30 m				
Z =	1,00				
N =	0,05				
S =	0,0005				

El ancho del conducto cubierto se calculará teniendo como parámetro definido de diseño el tirante

Q máx =	12,57 m ³ /s	}	V _y = 2,20 m. b ⇒ 3,788 m. se asume b = 3,8 m. y = 2,193 m.		
y _{máx} =	2,20 m				
Z =	0,015				
S =	0,0005				

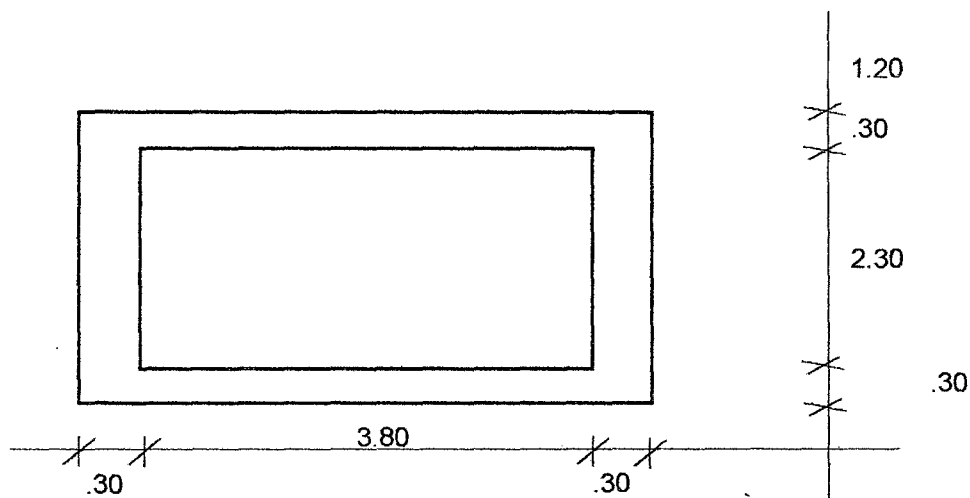
Perdidas de Carga

Canal :	V =	1,544 m/s	}	h =	V _c ² /2g	-	V _{cc} ² /2g
	V ² /2g =	0,122 m/s		=	0,122	-	0,116
Conducto :	V =	1,508 m/s		=	0,006	-	m.
	V ² /2g =	0,116					

Conclusión : la pérdida de carga es mínima, lo que no originará remanso alguno

DISEÑO ESTRUCTURAL CONDUCTO CUBIERTO **ESTRUCTURA VACIA (Condición Crítica)**

1° Metrado de Carga._



1.1. Sobre la losa superior

P. Relleno =	$1,00 \times 1,00 \times 1,85 \times 1,2$	2.22 Tn/m ²
P. Losa =	$1,00 \times 1,00 \times 0,3 \times 2,4$	0.72 Tn/m ²
		<hr/> 2.94 Tn/m ²

1.2. Sobre la losa inferior

P.P estructura =	$2,4 \times (2,9 \times 4,4 - 2,3 \times 3,8)$	9.65 Tn/m
P. Terraplen =	$4,4 \times 1,2 \times 1,85$	9.77 Tn/m
		<hr/> 19.42 Tn/m

Reacción del terreno =	$19,42 / (4,4 \times 1)$	4.41 Tn/m ² xml
------------------------	--------------------------	----------------------------

1.3. Sobre las paredes laterales

$K_a = Tg^2$

$Tg^2 = (45^\circ - 30/2)$	30
----------------------------	----

P1 =	$0,333 \times 1,85 \times 1,35$	0.832 Tn
P2 =	$0,333 \times 1,85 \times 3,95$	2.433 Tn

1.4. Diagrama de cargas

factores de carga:

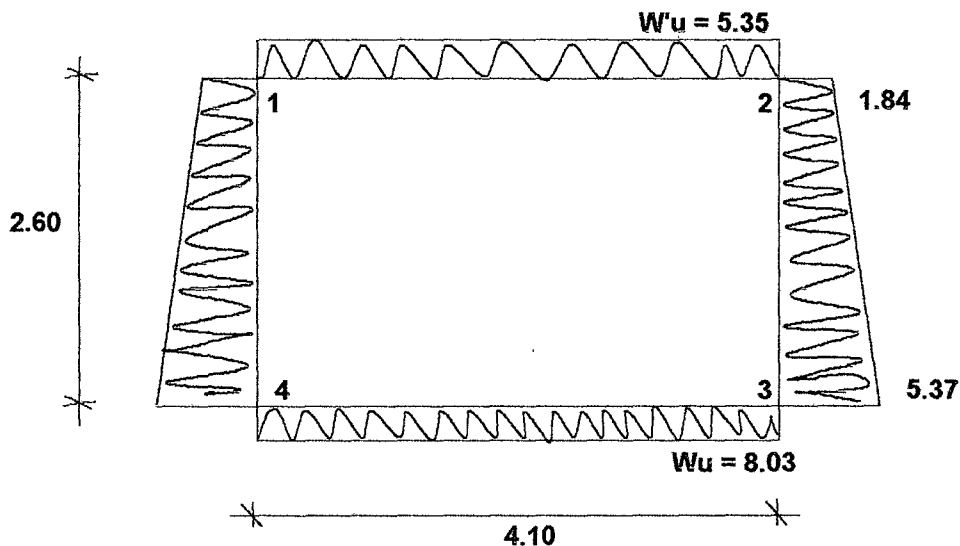
Carga Viva:	1.7
-------------	-----

Carga Muerta:	1.4
---------------	-----

Presión de nulos:	1.7
-------------------	-----

1,30= coeficiente de durabilidad en elementos sometidos a flexión en estructuras con toneladas de líquido

Losa superior	= 2,94 Tn/m ² *1*1,4*1,3	5.35
Losa inferior	= 4,41 Tn/m ² *1*1,4*1,3	8.03
Muros laterales	= 0,832 Tn*1,7*1,3	1.84
	= 2,433 Tn*1,7*1,3	5.38



2° Calculo de Momentos._

2.1. Momentos de empotramiento

$M_{12} = -M_{21} = WL^2/12 = (5,35*4,1*4,1)/12$	7.496 Tn - m/ml
$M_{34} = -M_{43} = WL^2/12 = (8,03*4,1*4,1)$	11.25 Tn - m/ml
$M_{14} = p_1L^2/12 + (p_2 - p_1)/30 \times L^2 =$	1.83 Tn - m/ml
$M_{41} = p_1L^2/12 + (p_2 - p_1)/30 \times L^2 =$	2.23 Tn - m/ml

2.2. Momentos de inercia

$I = bh^3/12$	
$I_1 = I_2 = I_3 = I_4 =$	1.00

2.3. Regideces

$K = I/2$	
$K_{12} = K_{21} = K_{34} = K_{43} =$	0.244

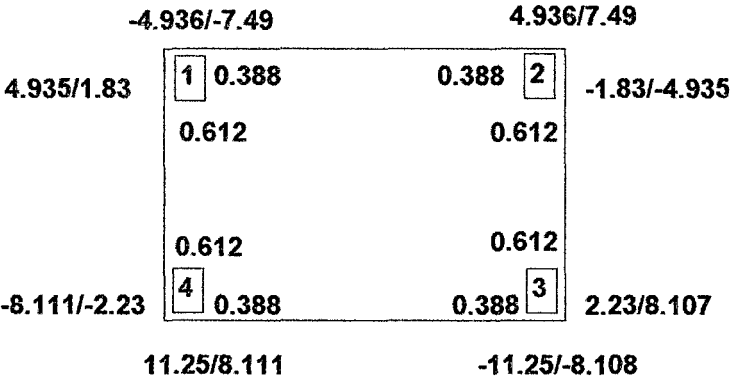
$K_{23} = K_{32} = K_{41} = K_{14} =$
0.385

2.4. Coeficiente de distribución

$d_{12} = d_{21} = d_{34} = d_{43} = 0,244/(0,244+0,385)$
0.388

$d_{14} = d_{41} = d_{23} = d_{32} = 0,385/(0,244+0,385)$
0.612

2.5. Aplicación de Cross



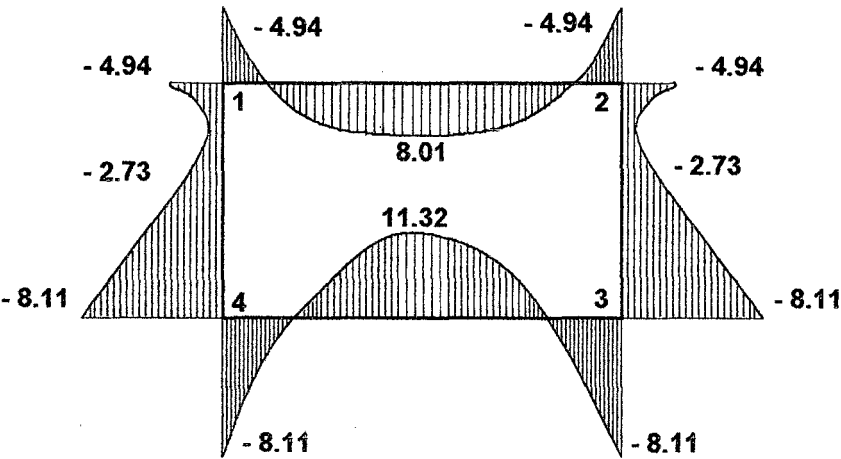
2.6. Momentos máximos positivos.

Losa superior
 $M_{m\acute{a}x} = (5,35 \cdot 4,4 \cdot 4,4)/8$
8.01 Tn - m

Losa inferior
 $M_{m\acute{a}x} = (8,03 \cdot 4,0 \cdot 4,0)/8$
11.32 Tn - m

Muro lateral
 $M_{m\acute{a}x} = (3,61 \cdot 2,9 \cdot 2,9) - 1/2 \cdot (8,11 + 4,94)$
-2.73 Tn - m

2.7. Diagrama de momento



3.00 Calculo de Esfuerzos Cortante

3.01 Sobre la losa superior

$$V_5 = (5,35 \cdot 4,4) / 2 \quad 11,77 \text{ Tn}$$

3.02 Sobre la losa inferior

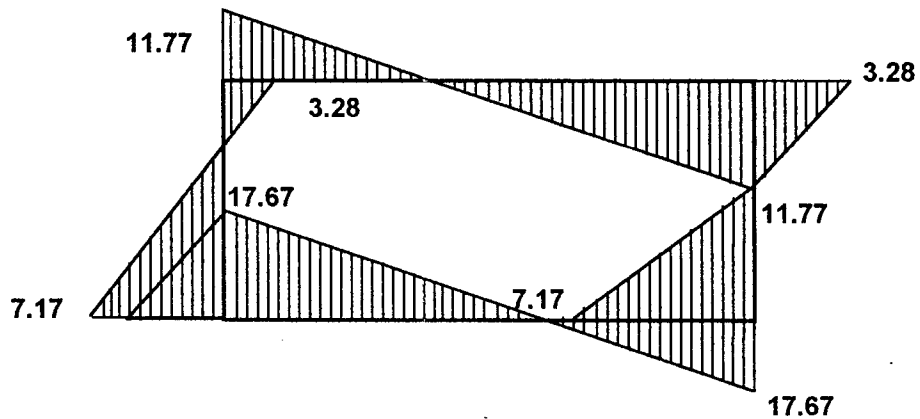
$$V_5 = (8,03 \cdot 4,4) / 2 \quad 17,67 \text{ Tn}$$

3.03 Sobre los muros laterales

$$V_{14} = (1,84 \cdot 2,9) / 2 + (3,53 \cdot 2,9) / 6 \quad 3,281$$

$$V_{41} = (1,84 \cdot 2,9) / 2 + (3,53 \cdot 2,9) / 3 + (8,11 - 4,94) / 2,9 \quad 7,173$$

3.04. Diagrama de cortantes.



4° Verificación del Peralte

4.01 Por momento flexionante

$$d_{\min} = \text{Raiz}(\mu / 0 \cdot K \cdot 100) = \text{Raiz}(11,32 \cdot E5) / (0,90 \cdot 54,35 \cdot 100)$$

$$d_{\min} \quad 15,21 \text{ cm}$$

4.02. Por cortante

$$d_{\min} = (V_u / (0 \cdot Y_u / d \cdot b \cdot u_c) = 17,67 \cdot E5 / 0,85 \cdot 100 \cdot 7,25$$

$$28,67 \text{ cm}$$

5° Cálculo de las Areas de Acero por Esfuerzo Flexionante

Concreto : $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

66

Acero : $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 Recubr : 4 cms
 d b 1,6 cms

5.1. Areas de aceros mínimos

Losa superior e inferior
 $A_{s_{\min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 25.2$ 4,54 cm^2 d (1/2") @ 0.28)
 Muro lateral
 $A_{s_{\min}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 25.2$ 3,78 cm^2 d 1/2") @ 0.34)

5.2. Espaciamiento máximos

$$S_{\max} = 3 e = 45 \text{ cms}$$

Espaciamiento del orden de 25 ó 30 cm son adecuadas para controlar la fisuración

5.3. Areas de acero

Losa superior
 $M(+)/d = 8.01 \text{ Tn -m/0.90;}$ $A_s = 8,90 \text{ cm}^2$ (5/8") @ 0.23)
 $M(-)/d = 4.94 \text{ Tn -m/0.90;}$ $A_s = 5,49 \text{ cm}^2$ (5/8") @ 0.38)
 Losa inferior
 $M(+)/d = 11.32 \text{ Tn -m/0.90;}$ $A_s = 12,58 \text{ cm}^2$ (5/8") @ 0.16)
 $M(-)/d = 8.11 \text{ Tn -m/0.90;}$ $A_s = 9,01 \text{ cm}^2$ (5/8") @ 0.23)
 Muro lateral
 $M(-)/d = 2.73 \text{ Tn -m/0.90;}$ $A_s = 3,03 \text{ cm}^2$ ($A_{s_{\min}} = 1/2" @ 0.34)$

5.4. Acero por temperatura

Losas:
 $A_{st} = 0,0018 \cdot 100 \cdot 30$ 5,4 cm^2 d (3/8") @ 0.25 en
 Muros ambas caras
 $A_{st} = 0,0020 \cdot 100 \cdot 30$ 6 cm^2 d (3/8") @ 0.25 en
 ambas caras

6° Verificación por corte

$V_c = 0,53 \cdot \text{Raiz}(210)$ 7,68 Kg/cm^2
 Losa superior
 $V_u = (11,77 - 5,35 \cdot 0,4) \cdot E3 / (0,85 \cdot 100 \cdot 25,2)$ 4,50 < 7,68 Aceptado
 Losa inferior $V_u = (17,67 \cdot 8,03 \cdot 0,4) \cdot E3 / (0,85 \cdot 100 \cdot 25,2)$ 6,75 < 7,67 Aceptado

7° Verificación por adherencia

$U_u = 6,4 \cdot \text{Raiz}(210) / 1,27$ 73,02 > 56
 $M_u =$ 56

Losa superior

67

$$n=(9,63 \cdot E3)/(0,85 \cdot 56 \cdot 0,88 \cdot 25,2)$$

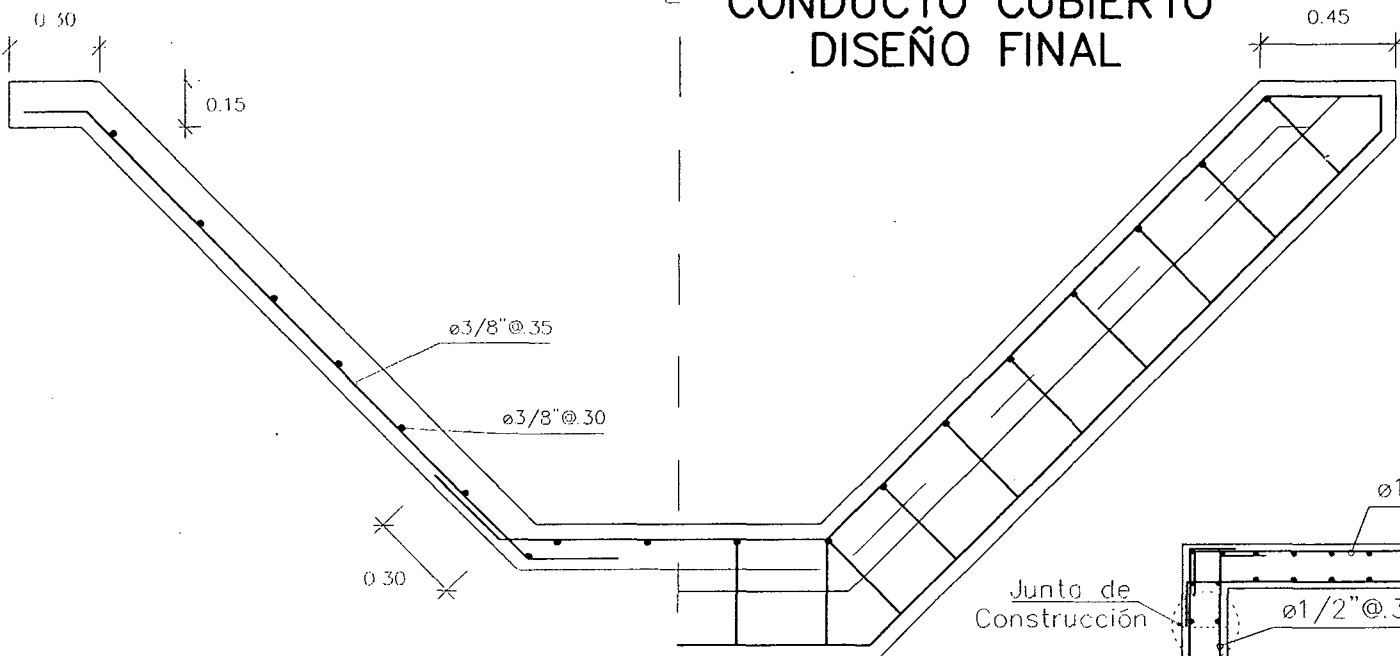
$$9,12 \text{ cm}^2 \text{ d } (5/8") @ 0.22)$$

Losa inferior $n=(14,46 \cdot E3)/(0,85 \cdot 56 \cdot 0,88 \cdot 25,2)$

$$13,70 \text{ cm}^2 \text{ d } (5/8") @ 0.22)$$

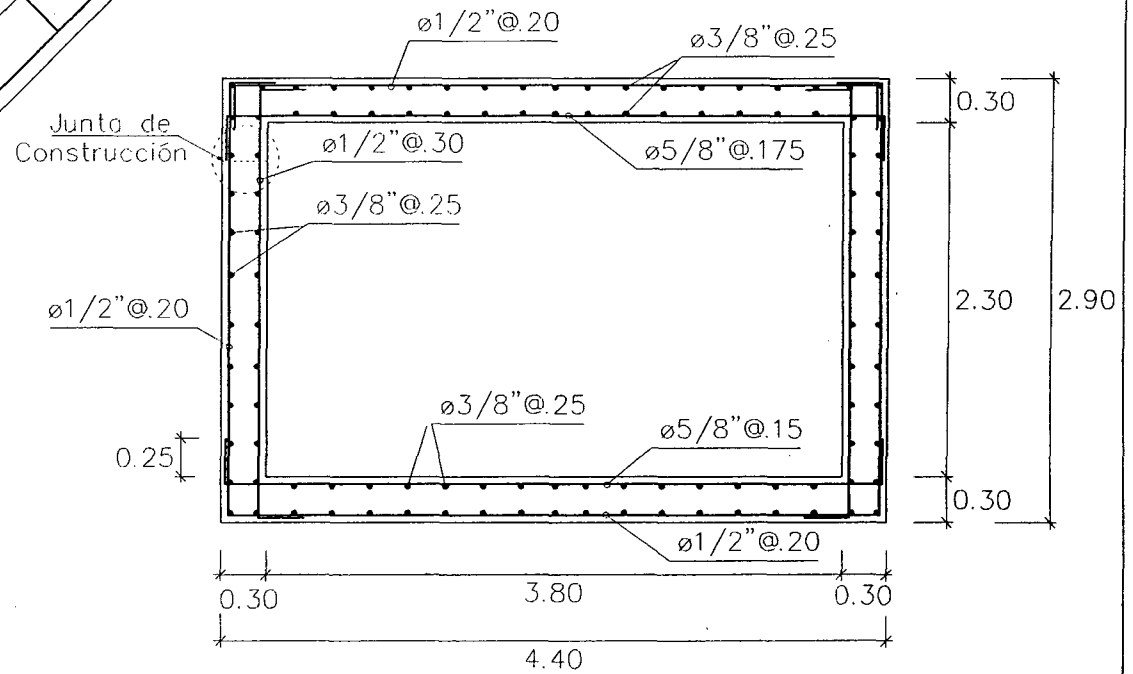
68

CONDUCTO CUBIERTO DISEÑO FINAL

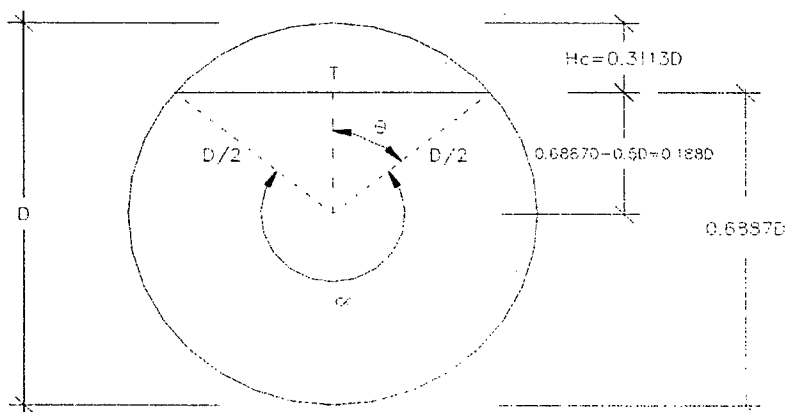


SECCION C-C
Escala: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO:	
CAJA DE CANAL:	$F'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
CONDUCTO:	$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
TRANSICION:	$F'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
SOLADO:	$F'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO:	$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTO:	4.00 cm.



SECCION B-B
Escala 1/50



1.- En un conducto circular calculamos la velocidad crítica y el diámetro

$H_c = 0,311D$ (tirante crítico: manual armco)

$$V_c = \text{Raiz}(2 \cdot g \cdot H_c) = \text{Raiz}(2 \cdot 9,8 \cdot 0,3 \quad 2,471 \quad D^{(1/2)})$$

$$V_c = \quad 2,36 \quad \text{m/seg}$$

2.- El área del segmento circular será:

$$A = (D^2/8) \cdot (\alpha/180 - \text{Sen} \alpha) \quad \text{-----} \quad I$$

3.- Del gráfico encontramos el valor de α

$$\text{Cos} \theta = ((0,1887 \cdot D)/(D/2)) = 0,3774$$

$$\theta = 67^\circ 49' 38,19''$$

$$\alpha = 360^\circ - 2 \cdot \theta$$

$$\alpha = 360^\circ - 135^\circ 39' 16,38''$$

$$\alpha = 224^\circ 20' 62'' : (\text{Reemplazando valores tenemos})$$

$$A = ((D^2/8) \cdot ((3,1416 \cdot 224,3454508)/180) - \text{Sen } 224,3454508)$$

$$A = ((D^2/8) \cdot ((3,1416 \cdot 224,3454508)/180) - \text{Sen } 224,3454508)$$

$$A = 0,5768 \cdot D^2 \quad \text{-----} \quad II$$

4.- Sabemos que por la ecuación de continuidad

$$Q = V_c \cdot A ; \text{Reemplazando valores tenemos}$$

$$Q = 2,471 \cdot 0,5768 \cdot D^2$$

$$Q = 1,4253 \cdot D^{(5/2)}$$

$$D^{(5/2)} = (Q/1,4253) = 0,7016 \cdot Q$$

$$D = (0,7016 \cdot Q)^{(2/5)}$$

$$D = 0,8678 \cdot Q^{(2/5)}$$

$$D = \quad 0,79 \quad \text{m; optamos por un diámetro comercial de alcant. T.M.C}$$

$$D = \quad 0,91 \quad \text{m}$$

$$D = \quad 36''$$

5.- Perímetro mojado

$$P_m = \pi \cdot D - ((2 \cdot \theta)/360) \cdot \pi \cdot D$$

$$P_m = \pi \cdot D - (1 - 0,3768181328)$$

$$P_m = 1,9578 \cdot D$$

$$P_m = \quad 1,78 \quad \text{m}$$

6.- Radio Hidráulico

$$R = A/P_m$$

$$R = (0,5768 \cdot D^2 / 1,5978 \cdot D)$$

$$R = 0,2946 \cdot D$$

$$R = 0,27 \text{ m}$$

7.- Pendiente

De la fórmula de Manning, despejamos "s"

$$V_c = (R^{2/3} \cdot S^{1/2}) / n$$

$$S = (((V_c^2) \cdot n^2) / R^{4/3})$$

$$S = 0,01$$

$$S = 1\%$$

ALCANTARILLA; KM 05+041 D= 36"

1.- Cálculo de las cargas

1,1 Carga viva

Determinamos la altura de la cobertura sobre la cual actúan los efectos de la carga HS20, para utilizar la tabla 3-1 del manual ARMCO, en este caso $h=0,71\text{m}$

0,60..... 4 395 Kg/m²

0,71..... C_v

0,90..... 2 929 Kg/m²

Interpolando tenemos:

$C_v = 3857 \text{ Kg/m}^2$

1.2 Carga muerta

$C_m = P \cdot h$

$P = 1\,922 \text{ Kg/m}^2$

$h = 0,71 \text{ m}$

$C_m = 1365 \text{ Kg/m}^2$

2.-Grado de compactación del relleno

Del manual ARMCO, fig. No 3-5, se obtiene

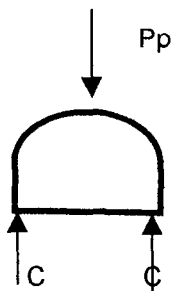
$K = 0,86$

3.- Presión para el diseño: P_p

$P_p = K \cdot (C_m + C_v)$

$P_p = 4491 \text{ Kg/m}^2$

4.- Compresión anular: (C)



$C = P_p \cdot D/2$

$C = 2043 \text{ Kg/m}^2$

5.- Esfuerzo admisible para la pared: f_c

El esfuerzo mínimo de fluencia para alcantarillas metálicas es de $2\,320 \text{ Kg/cm}^2$, (Manual ARMCO), valor que en base al cual obtenemos el esfuerzo de compresión (f_b) para los siguientes casos:

$f_b = 2\,320 \text{ Kg/cm}^2$ ----- $D/r < 294$

$f_b = 2\,812,31 - 0,0057 \cdot (D/r)^2$ ----- $(D/r) > 294 \text{ y } < 500$

$f_b = (3,47 \cdot 10^8 / (D/r)^2) > 500$; donde

r = Radio de giro de las corrugaciones

D = Diámetro de la tubería

$f_c = (f_b/2)$

Hagamos un tanteo para la tubería $2\,2/3 \times 1/2$ ", ($67,7\text{mm} \times 12,7\text{mm}$) de corrugaciones (tabla 3,2 del Manual Armco), que es comercial en el país y observando en la tabla 1,7 del Manual Armco se tiene el radio de giro.

r=	0,4371 m
D=	91 cm
(D/r)=	208,19 cm<294
fb=	2320 Kg/cm2
fc=fb/2	1160 Kg/cm2

6.- Area del corte transversal en la pared: (A)

Se calcula en base al esfuerzo de compresión anular (C) y el esfuerzo admisible (fc)

A= (C/fc) 1,76 cm2/m

De la tabla 3,2 del Manual ARMCO para tuberías cuyas corrugaciones son de 67,7*12,7 mm y un área (corte transversal de la pared de 8,20 cm2/m, mayor que 1,76 cm2/m requerido), se obtiene un espesor específico de 0,864 mm, pero el espesor (calibre) comercial mínimo de la tubería de 36"es de 2,5mm.

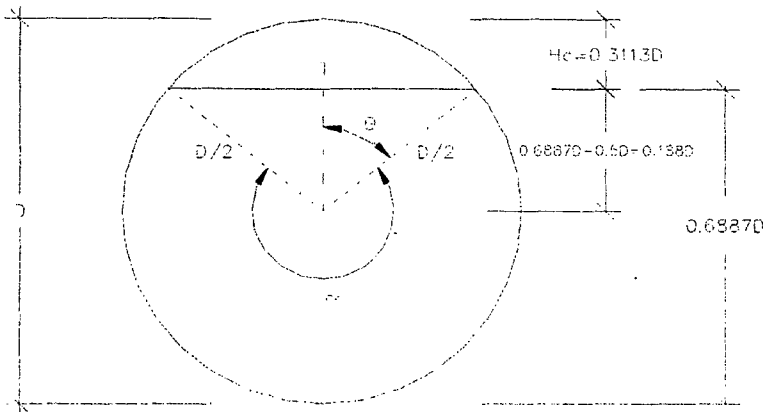
Por lo descrito, la tubería a utilizar será:

Diámetro en pulgadas	Corrugaciones en pulgadas	Calibre en milímetros
36"	2 2/3* 1/2	2,5

ALCANTARILLA ; KM 05+622

Q= 0

0,50 m³/seg



1.- En un conducto circular calculamos la velocidad crítica y el diámetro

$H_c = 0,311D$ (tirante crítico: manual armco)

$V_c = \text{Raiz}(2 \cdot g \cdot H_c) = \text{Raiz}(2 \cdot 9,8 \cdot 0,3113 \cdot D)$ $2,471 D^{(1/2)}$

$V_c =$ $2,36 \text{ m/seg}$

2.- El área del segmento circular será:

$A = (D^2/8) \cdot (\alpha/180 - \text{Sen} \alpha)$ ————— I

3.- Del gráfico encontramos el valor de α

$\text{Cos} \theta = ((0,1887 \cdot D)/(D/2)) = 0,3774$

$\theta = 67^\circ 49' 38,19''$

$\alpha = 360^\circ - 2 \cdot \theta$

$\alpha = 360^\circ - 135^\circ 39' 16,38''$

$\alpha = 224^\circ 20' 62''$: (Reemplazando valores tenemos)

$A = ((D^2/8) \cdot ((3,1416 \cdot 224,3454508)/180) - \text{Sen } 224,3454508)$

$A = ((D^2/8) \cdot ((3,1416 \cdot 224,3454508)/180) - \text{Sen } 224,3454508)$

$A = 0,5768 \cdot D^2$ ————— II

4.- Sabemos que por la ecuación de continuidad

$Q = V_c \cdot A$; Reemplazando valores tenemos

$Q = 2,471 \cdot 0,5768 \cdot D^2$

$Q = 1,4253 \cdot D^{(5/2)}$

$D^{(5/2)} = (Q/1,4253) = 0,7016 \cdot Q$

$D = (0,7016 \cdot Q)^{(2/5)}$

$D = 0,8678 \cdot Q^{(2/5)}$

$D =$ $0,66 \text{ m}$; optamos por un diámetro comercial de alcant.T.M.C

$D =$ $0,91 \text{ m}$

$D =$ $36''$

5.- Perímetro mojado

$P_m = \pi \cdot D - (((2 \cdot \theta)/360) \cdot \pi \cdot D)$

$P_m = \pi \cdot D - (1 - 0,3768181328)$

$P_m = 1,9578 \cdot D$

$P_m =$ $1,78 \text{ m}$

6.- Radio Hidráulico

$$R = A/Pm$$

$$R = (0,5768 \cdot D^{2/3}) / 1,49$$

$$R = 0,2946 \cdot D$$

$$R = 0,27 \text{ m}$$

7.- Pendiente

De la fórmula de Manning, despejamos "s"

$$Vc = (R^{2/3} \cdot S^{1/2}) / n$$

$$S = ((Vc^2 \cdot n^2) / R^{4/3})$$

$$S = 0,01$$

$$S = 1\%$$

ALCANTARILLA; KM 05+622 D= 36'

1.- Cálculo de las cargas

1.1 Carga viva

Determinamos la altura de la cobertura sobre la cual actúan los efectos de la carga HS20, para utilizar la tabla 3-1 del manual ARMCO, en este caso $h=0,71\text{m}$

0,60..... 4 395 Kg/m²

0,71..... Cv

0,90..... 2 929 Kg/m²

Interpolando tenemos:

Cv= 3857 Kg/m²

1.2 Carga muerta

$C_m = P \cdot h$

P = 1 922 Kg/m²

h = 0,71 m

Cm = 1365 Kg/m²

2.-Grado de compactación del relleno

Del manual ARMCO, fig. No 3-5, se obtiene

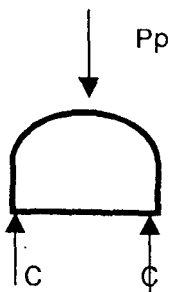
K = 0,86

3.- Presión para el diseño: Pp

$P_p = K \cdot (C_m + C_v)$

Pp = 4491 Kg/m²

4.- Compresión anular: (C)



$C = P_p \cdot D/2$

C= 2043 Kg/m²

5.- Esfuerzo admisible para la pared: fc

El esfuerzo mínimo de fluencia para alcantarillas metálicas es de 2 320 Kg/cm², (Manual ARMCO), valor que en base al cual obtenemos el esfuerzo de compresión (fb) para los siguientes casos:

$f_b = 2\,320 \text{ Kg/cm}^2$ ----- $D/r < 294$

$f_b = 2\,812,31 - 0,0057 \cdot (D/r)^2$ ----- $(D/r) > 294 \text{ y } < 500$

$f_b = ((3,47 \cdot 10^8 / (D/r)^2) > 500$; donde

r = Radio de giro de las corrugaciones

D = Diámetro de la tubería

$f_c = (f_b/2)$

Hagamos un tanteo para la tubería 2 2/3" * 1/2", (67,7mm * 12,7mm) de corrugaciones (tabla 3,2 del Manual Armco), que es comercial en el país y, observando en la tabla 1,7 del Manual Armco se tiene el radio de giro.

r=	0,4371 m
D=	91 cm
(D/r)=	208,19 cm<294
fb=	2320 Kg/cm ²
fc=fb/2	1160 Kg/cm ²

6.- Area del corte transversal en la pared: (A)

Se calcula en base al esfuerzo de compresión anular (C) y el esfuerzo admisible (fc)

$A = (C/fc)$ 1,76 cm²/m

De la tabla 3,2 del Manual ARMCO para tuberías cuyas corrugaciones son de 67,7*12,7 mm y un área (corte transversal de la pared de 8,20 cm²/m, mayor que 1,76 cm²/m requerido), se obtiene un espesor específico de 0,864 mm, pero el espesor (calibre) comercial mínimo de la tubería de 36" es de 2,5mm.

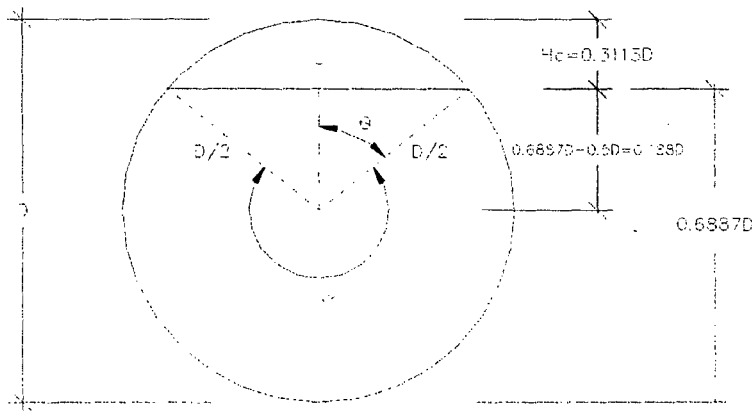
Por lo descrito, la tubería a utilizar será:

Diámetro en pulgadas	Corrugaciones en pulgadas	Calibre en milímetros
36"	2 2/3* 1/2	2,5

ALCANTARILLA ; KM 06+421

Q=

0,50 m³/seg



1.- En un conducto circular calculamos la velocidad crítica y el diámetro

$H_c = 0,3113D$ (tirante crítico: manual armco)

$V_c = \text{Raiz}(2 \cdot g \cdot H_c) = \text{Raiz}(2 \cdot 9,8 \cdot 0,3113 \cdot D)$

$2,471 D^{(1/2)}$

$V_c =$

2,36 m/seg

2.- El área del segmento circular será:

$A = (D^2/8) \cdot (\alpha/180 - \text{Sen} \alpha)$ -----I

3.- Del gráfico encontramos el valor de α

$\text{Cos} \theta = ((0,1887 \cdot D)/(D/2)) = 0,3774$

$\theta = 67^\circ 49' 38,19''$

$\alpha = 360^\circ - 2 \cdot \theta$

$\alpha = 360^\circ - 135^\circ 39' 16,38''$

$\alpha = 224^\circ 20' 62''$: (Reemplazando valores tenemos)

$A = ((D^2/8) \cdot ((3,1416 \cdot 224,3454508)/180) - \text{Sen } 224,3454508)$

$A = ((D^2/8) \cdot ((3,1416 \cdot 224,3454508)/180) - \text{Sen } 224,3454508)$

$A = 0,5768 \cdot D^2$ -----II

4.- Sabemos que por la ecuación de continuidad

$Q = V_c \cdot A$; Reemplazando valores tenemos

$Q = 2,471 \cdot 0,5768 \cdot D^2$

$Q = 1,4253 \cdot D^{(5/2)}$

$D^{(5/2)} = (Q/1,4253) = 0,7016 \cdot Q$

$D = (0,7016 \cdot Q)^{(2/5)}$

$D = 0,8678 \cdot Q^{(2/5)}$

$D = 0,66$ m; optamos por un diámetro comercial de alcant.T.M.C

$D = 0,91$ m

D = 36"

5.- Perímetro mojado

$P_m = \pi \cdot D - ((2 \cdot \theta)/360) \cdot \pi \cdot D$

$P_m = \pi \cdot D - (1 - 0,3768181328)$

$P_m = 1,9578 \cdot D$

Pm = 1,78 m

6.- Radio Hidráulico

$$R = A/P_m$$

$$R = (0,5768 \cdot D^2 / 1,5978 \cdot D)$$

$$R = 0,2946 \cdot D$$

$$R = 0,27 \text{ m}$$

7.- Pendiente

De la fórmula de Manning, despejamos "s"

$$V_c = (R^{2/3} \cdot S^{1/2}) / n$$

$$S = ((V_c^2 \cdot n^2) / R^{4/3})$$

$$S = 0,01$$

$$S = 1\%$$

ALCANTARILLA; KM 06+421 D= 36'

1.- Cálculo de las cargas

1.1 Carga viva

Determinamos la altura de la cobertura sobre la cual actúan los efectos de la carga HS20, para utilizar la tabla 3-1 del manual ARMCO, en este caso $h=6,92\text{m}$. Para esta cobertura la carga viva se hace cero.

$$C_v = 0$$

1.2 Carga muerta

$$C_m = P \cdot h$$

$$P = 1\,922 \text{ Kg/m}^2$$

$$h = 6,92 \text{ m}$$

$$C_m = 13\,300 \text{ Kg/m}^2$$

2.-Grado de compactación del relleno

Del manual ARMCO, fig. No 3-5, se obtiene

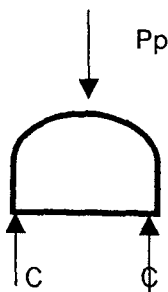
$$K = 0,86$$

3.- Presión para el diseño: P_p

$$P_p = K \cdot (C_m + C_v)$$

$$P_p = 11\,438 \text{ Kg/m}^2$$

4.- Compresión anular: (C)



$$C = P_p \cdot D/2$$

$$C = 5\,204 \text{ Kg/m}^2$$

5.- Esfuerzo admisible para la pared: f_c

El esfuerzo mínimo de fluencia para alcantarillas metálicas es de $2\,320 \text{ Kg/cm}^2$, (Manual ARMCO), valor que en base al cual obtenemos el esfuerzo de compresión (f_b) para los siguientes casos:

$$f_b = 2\,320 \text{ Kg/cm}^2 \text{----- } D/r < 294$$

$$f_b = 2\,812,31 - 0,0057 \cdot (D/r)^2 \text{----- } (D/r) > 294 \text{ y } < 500$$

$$f_b = ((3,47 \cdot 10^8 / (D/r)^2) > 500 ; \text{ donde}$$

r = Radio de giro de las corrugaciones

D = Diámetro de la tubería

$$f_c = (f_b/2)$$

Hagamos un tanteo para la tubería $2\,2/3 \times 1/2$ ", ($67,7\text{mm} \times 12,7\text{mm}$) de corrugaciones (tabla 3,2 del Manual Armco), que es comercial en el país y observando en la tabla 1,7 del Manual Armco se tiene el radio de giro.

$$r = 0,4371 \text{ m}$$

$$D = 91 \text{ cm}$$

$$(D/r) = 208,19 \text{ cm} < 294$$

fb= 2320 Kg/cm2
fc=fb/2 1160 Kg/cm2

6.- Area del corte transversal de la pared: (A)

Se calcula en base al esfuerzo de compresión anular (C) y el esfuerzo admisible (fc)

$A = (C/fc)$ 4,49 cm2/m

De la tabla 3,2 del Manual ARMCO para tuberías cuyas corrugaciones son de 67,7*12,7 mm y un área (corte transversal de la pared de 8,20 cm2/m, mayor que 4,49 cm2/m requerido), se obtiene un espesor específico de 0,864 mm, pero el espesor (calibre) comercial mínimo de la tubería de 36"es de 2,5mm.

Por lo descrito, la tubería a utilizar será:

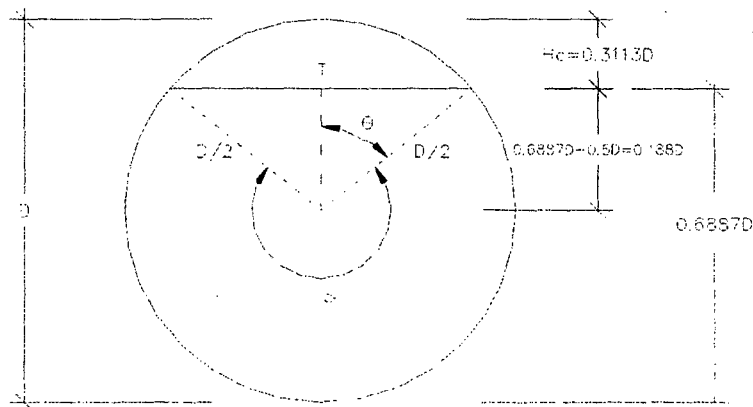
Diámetro en pulgadas	Corrugaciones en pulgadas	Calibre en milímetros
36"	2 2/3* 1/2	2,5

80

ALCANTARILLA ; KM 09+591,5

Q= 0,1

1,50 m³/seg



1.- En un conducto circular calculamos la velocidad crítica y el diámetro

$H_c = 0,311D$ (tirante crítico: manual armco)

$V_c = \text{Raiz}(2 \cdot g \cdot H_c) = \text{Raiz}(2 \cdot 9,8 \cdot 0,311 \cdot D)$

2,471 $D^{(1/2)}$

$V_c =$

3,01 m/seg

2.- El área del segmento circular será:

$A = (D^2/8) \cdot (\alpha/180 - \text{Sen} \alpha)$ ————— I

3.- Del gráfico encontramos el valor de α

$\cos \theta = ((0,1887 \cdot D)/(D/2)) = 0,3774$

$\theta = 67^\circ 49' 38,19''$

$\alpha = 360^\circ - 2 \cdot \theta$

$\alpha = 360^\circ - 135^\circ 39' 16,38''$

$\alpha = 224^\circ 20' 62''$: (Reemplazando valores tenemos)

$A = ((D^2/8) \cdot ((3,1416 \cdot 224,3454508)/180) - \text{Sen } 224,3454508)$

$A = ((D^2/8) \cdot ((3,1416 \cdot 224,3454508)/180) - \text{Sen } 224,3454508)$

$A = 0,5768 \cdot D^2$ ----- II

4.- Sabemos que por la ecuación de continuidad

$Q = V_c \cdot A$; Reemplazando valores tenemos

$Q = 2,471 \cdot 0,5768 \cdot D^2$

$Q = 1,4253 \cdot D^{(5/2)}$

$D^{(5/2)} = (Q/1,4253) = 0,7016 \cdot Q$

$D = (0,7016 \cdot Q)^{(2/5)}$

$D = 0,8678 \cdot Q^{(2/5)}$

$D = 1,02$ m; optamos por un diámetro comercial de alcant. T.M.C.

$D = 1,22$ m

$D = 48''$

5.- Perímetro mojado

$P_m = \pi \cdot D - (((2 \cdot \theta)/360) \cdot \pi \cdot D)$

$P_m = \pi \cdot D - (1 - 0,3768181328)$

$P_m = 1,9578 \cdot D$

$P_m = 2,39$ m

6.- Radio Hidráulico

$$R = A/P_m$$

$$R = (0,5768 \cdot D^{2/1,5978} \cdot D)$$

$$R = 0,2946 \cdot D$$

$$R = 0,36 \text{ m}$$

7.- Pendiente

De la fórmula de Manning, despejamos "s"

$$V_c = (R^{2/3} \cdot S^{1/2})/n$$

$$S = ((V_c^2 \cdot n^2)/R^{4/3})$$

$$S = 0,01$$

$$S = 1\%$$

ALCANTARILLA; KM 09+591,60 D= 48'

1.- Cálculo de las cargas

1.1 Carga viva

Determinamos la altura de la cobertura sobre la cual actúan los efectos de la carga HS20, para utilizar la tabla 3-1 del manual ARMCO, en este caso $h=0,30\text{m}$

$$C_v = 8788 \text{ Kg/m}^2$$

1.2 Carga muerta

$$C_m = P \cdot h$$

$$P = 1\,922 \text{ Kg/m}^2$$

$$h = 0,4 \text{ m}$$

$$C_m = 769 \text{ Kg/m}^2$$

2.-Grado de compactación del relleno

Del manual ARMCO, fig. No 3-5, se obtiene

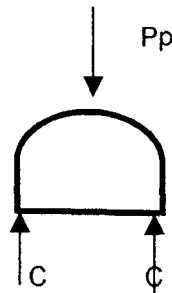
$$K = 0,86$$

3.- Presión para el diseño: P_p

$$P_p = K \cdot (C_m + C_v)$$

$$P_p = 8219 \text{ Kg/m}^2$$

4.- Compresión anular: (C)



$$C = P_p \cdot D/2$$

$$C = 5013 \text{ Kg/m}^2$$

5.- Esfuerzo admisible para la pared: f_c

El esfuerzo mínimo de fluencia para alcantarillas metálicas es de $2\,320 \text{ Kg/cm}^2$, (Manual ARMCO), valor que en base al cual obtenemos el esfuerzo de compresión (f_b) para los siguientes casos:

$$f_b = 2\,320 \text{ Kg/cm}^2 \text{----- } D/r < 294$$

$$f_b = 2\,812,31 - 0,0057 \cdot (D/r)^2 \text{----- } (D/r) > 294 \text{ y } < 500$$

$$f_b = ((3,47 \cdot 10^8 / (D/r)^2) > 500 ; \text{ donde}$$

r = Radio de giro de las corrugaciones

D = Diámetro de la tubería

$$f_c = (f_b/2)$$

Hagamos un tanteo para la tubería $2\,2/3 \times 1/2$ ", ($67,7\text{mm} \times 12,7\text{mm}$) de corrugaciones (tabla 3,2 del Manual Armco), que es comercial en el país y observando en la tabla 1,7 del Manual Armco se tiene el radio de giro.

$$r = 0,4371 \text{ m}$$

$$D = 122 \text{ cm}$$

$$(D/r) = 279,11 \text{ cm} < 294$$

$$f_b = 2320 \text{ Kg/cm}^2$$

$f_c = f_b / 2$ 1160 Kg/cm²

6.- Area del corte transversal en la pared: (A)

$A = (C / f_c)$ 4,32 cm²/m

De la tabla 3,2 del Manual ARMCO para tuberías cuyas corrugaciones son de 67,7*12,7 mm y un área (corte transversal de la pared de 8,20 cm²/m, mayor que 4,32 cm²/m requerido), se obtiene un espesor específico de 0,864 mm, pero el espesor (calibre) comercial mínimo de la tubería de 36" es de 2,5mm.

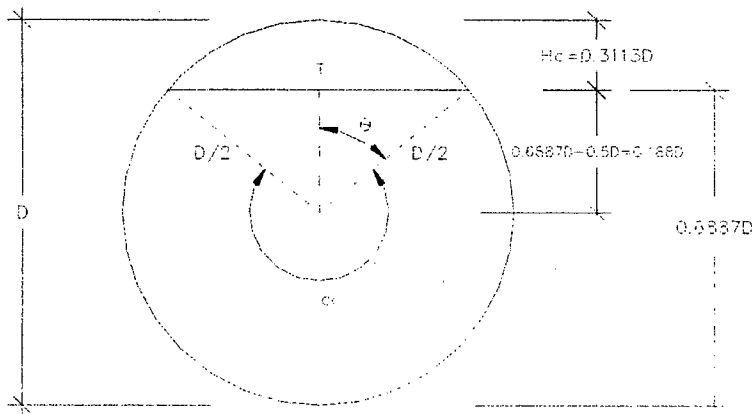
Por lo descrito, la tubería a utilizar será:

Diámetro en pulgadas	Corrugaciones en pulgadas	Calibre en milímetros
36"	2 2/3* 1/2	2,5

ALCANTARILLA ; KM 10+538,5

Q= 1,

1,50 m³/seg



1.- En un conducto circular calculamos la velocidad crítica y el diámetro.

$H_c = 0,311D$ (tirante crítico: manual armco)

$V_c = \text{Raiz}(2 \cdot g \cdot H_c) = \text{Raiz}(2 \cdot 9,8 \cdot 0,3113 \cdot D)$

$2,471 D^{(1/2)}$

$V_c =$

3,01 m/seg

2.- El área del segmento circular será:

$A = (D^2/8) \cdot (\alpha/180 - \text{Sen} \alpha)$ ————— I

3.- Del gráfico encontramos el valor de α

$\text{Cos} \theta = ((0,1887 \cdot D)/(D/2)) = 0,3774$

$\theta = 67^\circ 49' 38,19''$

$\alpha = 360^\circ - 2 \cdot \theta$

$\alpha = 360^\circ - 135^\circ 39' 16,38''$

$\alpha = 224^\circ 20' 62''$: (Reemplazando valores tenemos)

$A = ((D^2/8) \cdot ((3,1416 \cdot 224,3454508)/180) - \text{Sen } 224,3454508)$

$A = ((D^2/8) \cdot ((3,1416 \cdot 224,3454508)/180) - \text{Sen } 224,3454508)$

A = 0,5768 $\cdot D^2$ ----- II

4.- Sabemos que por la ecuación de continuidad

$Q = V_c \cdot A$; Reemplazando valores tenemos

$Q = 2,471 \cdot 0,5768 \cdot D^2$

$Q = 1,4253 \cdot D^{(5/2)}$

$D^{(5/2)} = (Q/1,4253) = 0,7016 \cdot Q$

$D = (0,7016 \cdot Q)^{(2/5)}$

$D = 0,8678 \cdot Q^{(2/5)}$

$D =$ 1,02 m; optamos por un diámetro comercial de

$D =$ 1,22 m

alcant.T.M.C.

D = 48"

5.- Perímetro mojado

$P_m = \pi \cdot D - (((2 \cdot \theta)/360) \cdot \pi \cdot D)$

$P_m = \pi \cdot D - (1 - 0,3768181328)$

$P_m = 1,9578 \cdot D$

2,39 m

6.- Radio Hidráulico

$$R = A/Pm$$

$$R = (0,5768 \cdot D^2 / 1,5978 \cdot D)$$

$$R = 0,2946 \cdot D$$

$$R = 0,36 \text{ m}$$

7.- Pendiente

De la fórmula de Manning, despejamos "s"

$$Vc = (R^{2/3} \cdot S^{1/2}) / n$$

$$S = ((Vc^2 \cdot n^2) / R^{4/3})$$

$$S = 0,01$$

$$S = 1\%$$

ALCANTARILLA; KM 10+538 D= 48'

1.- Cálculo de las cargas

1.1 Carga viva

Determinamos la altura de la cobertura sobre la cual actúan los efectos de la carga HS20, para utilizar la tabla 3-1 del manual ARMCO, en este caso $h=0,30\text{m}$

$$C_v = 8788 \text{ Kg/m}^2$$

1.2 Carga muerta

$$C_m = P \cdot h$$

$$P = 1 \quad 1\,922 \text{ Kg/m}^2$$

$$h = 0,3 \text{ m}$$

$$C_m = 577 \text{ Kg/m}^2$$

2.-Grado de compactación del relleno

Del manual ARMCO, fig. No 3-5, se obtiene

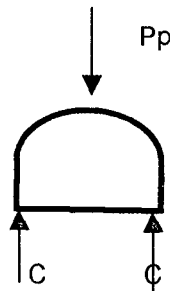
$$K = 0,86$$

3.- Presión para el diseño: P_p

$$P_p = K \cdot (C_m + C_v)$$

$$P_p = 8054 \text{ Kg/m}^2$$

4.- Compresión anular: (C)



$$C = P_p \cdot D/2$$

$$C = 4913 \text{ Kg/m}^2$$

5.- Esfuerzo admisible para la pared: f_c

El esfuerzo mínimo de fluencia para alcantarillas metálicas es de $2\,320 \text{ Kg/cm}^2$, (Manual ARMCO), valor que en base al cual obtenemos el esfuerzo de compresión (f_b) para los siguientes casos:

$$f_b = 2\,320 \text{ Kg/cm}^2 \text{----- } D/r < 294$$

$$f_b = 2\,812,31 - 0,0057 \cdot (D/r)^2 \text{----- } (D/r) > 294 \text{ y } < 500$$

$$f_b = ((3,47 \cdot 10^8 / (D/r)^2) > 500 ; \text{ donde}$$

r = Radio de giro de las corrugaciones

D = Diámetro de la tubería

$$f_c = (f_b/2)$$

Hagamos un tanteo para la tubería $2\,2/3" \times 1/2"$, ($67,7\text{mm} \times 12,7\text{mm}$) de corrugaciones (tabla 3,2 del Manual Armco), que es comercial en el país y observando en la tabla 1,7 del Manual Armco se tiene el radio de giro.

$$r = 0,4371 \text{ m}$$

$$D = 122 \text{ cm}$$

$$(D/r) = 279,11 \text{ cm} < 294$$

$$f_b = 2320 \text{ Kg/cm}^2 \quad \mathbf{88}$$

$f_c = f_b / 2$ 1160 Kg/cm²

6.- Area del corte transversal de la pared: (A)

Se calcula en base al esfuerzo de compresión anular (C) y el esfuerzo admisible (f_c)

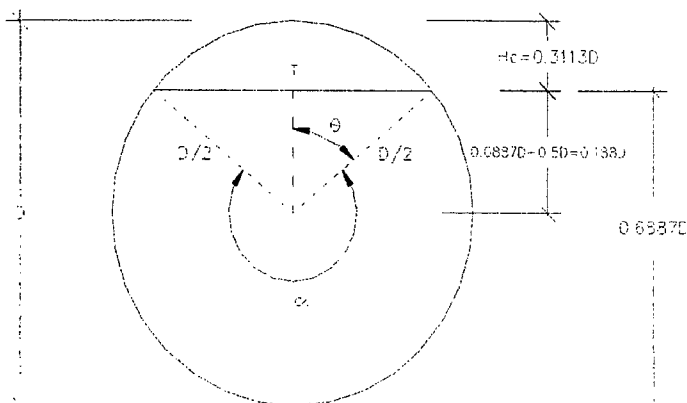
$A = (C / f_c)$ 4,24 cm²/m

De la tabla 3,2 del Manual ARMCO para tuberías cuyas corrugaciones son de 67,7*12,7 mm y un área (corte transversal de la pared de 8,20 cm²/m, mayor que 4,24 cm²/m requerido), se obtiene un espesor específico de 0,864 mm, pero el espesor (calibre) comercial mínimo de la tubería de 36" es de 2,5mm.

Por lo descrito, la tubería a utilizar será:

Diámetro en pulgadas	Corrugaciones en pulgadas	Calibre en milímetros
36"	2 2/3* 1/2	2,5

ALCANTARILLA ; KM 12+920 Q= 1, 00 m³/seg



1.- En un conducto circular calculamos la velocidad crítica y el diámetro

$H_c = 0,311D$ (tirante crítico: manual armco)

$$V_c = \text{Raiz}(2 \cdot g \cdot H_c) = \text{Raiz}(2 \cdot 9,8 \cdot 0,3113 \cdot D) \quad 2,471 D^{(1/2)}$$

$$V_c = \quad 2,36 \text{ m/seg}$$

2.- El área del segmento circular será:

$$A = (D^2/8) \cdot (\alpha/180 - \text{Sen} \alpha) \quad \text{-----} I$$

3.- Del gráfico encontramos el valor de α

$$\cos \theta = ((0,1887 \cdot D)/(D/2)) = 0,3774$$

$$\theta = 67^\circ 49' 38,19''$$

$$\alpha = 360^\circ - 2 \cdot \theta$$

$$\alpha = 360^\circ - 135^\circ 39' 16,38''$$

$$\alpha = 224^\circ 20' 62'' : (\text{Reemplazando valores tenemos})$$

$$A = ((D^2/8) \cdot ((3,1416 \cdot 224,3454508)/180) - \text{Sen } 224,3454508)$$

$$A = ((D^2/8) \cdot ((3,1416 \cdot 224,3454508)/180) - \text{Sen } 224,3454508)$$

$$A = 0,5768 \cdot D^2 \quad \text{-----} II$$

4.- Sabemos que por la ecuación de continuidad

$$Q = V_c \cdot A ; \text{Reemplazando valores tenemos}$$

$$Q = 2,471 \cdot 0,5768 \cdot D^2$$

$$Q = 1,4253 \cdot D^{(5/2)}$$

$$D^{(5/2)} = (Q/1,4253) = 0,7016 \cdot Q$$

$$D = (0,7016 \cdot Q)^{(2/5)}$$

$$D = 0,8678 \cdot Q^{(2/5)}$$

$$D = \quad \text{---} \text{ m}; \text{optamos por un diámetro comercial de alcant. T.M.C.}$$

$$D = 0,91 \text{ m}$$

$$D = 36''$$

5.- Perímetro mojado

$$P_m = \pi \cdot D - ((2 \cdot \theta)/360) \cdot \pi \cdot D$$

$$P_m = \pi \cdot D - (1 - 0,3768181328) \cdot \pi \cdot D$$

$$P_m = 1,9578 \cdot D$$

$$P_m \quad 1,78 \text{ m}$$

6.- Radio Hidráulico

$$R = A/Pm$$

$$R = (0,5768 \cdot D^2 / 1,5978 \cdot D)$$

$$R = 0,2946 \cdot D$$

$$R = 0,27 \text{ m}$$

7.- Pendiente

De la fórmula de Manning, despejamos "s"

$$Vc = (R^{2/3} \cdot S^{1/2}) / n$$

$$S = (((Vc^2) \cdot n^2) / R^{4/3})$$

$$S = 0,01$$

$$S = 1\%$$

ALCANTARILLA; KM 12+920 D= 36'

1.- Cálculo de las cargas

1.1 Carga viva

Determinamos la altura de la cobertura sobre la cual actúan los efectos de la carga HS20, para utilizar la tabla 3-1 del manual ARMCO, en este caso $h=0,30\text{m}$

$$C_v = 8788 \text{ Kg/m}^2$$

1.2 Carga muerta

$$C_m = P \cdot h$$

$$P = 1\,922 \text{ Kg/m}^2$$

$$h = 0,3 \text{ m}$$

$$C_m = 577 \text{ Kg/m}^2$$

2.-Grado de compactación del relleno

Del manual ARMCO, fig. No 3-5, se obtiene

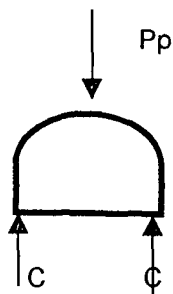
$$K = 0,86$$

3.- Presión para el diseño: P_p

$$P_p = K \cdot (C_m + C_v)$$

$$P_p = 8054 \text{ Kg/m}^2$$

4.- Compresión anular: (C)



$$C = P_p \cdot D/2$$

$$C = 4913 \text{ Kg/m}^2$$

5.- Esfuerzo admisible para la pared: f_c

El esfuerzo mínimo de fluencia para alcantarillas metálicas es de $2\,320 \text{ Kg/cm}^2$, (Manual ARMCO), valor que en base al cual obtenemos el esfuerzo de compresión (f_b) para los siguientes casos:

$$f_b = 2\,320 \text{ Kg/cm}^2 \text{----- } D/r < 294$$

$$f_b = 2\,812,31 - 0,0057 \cdot (D/r)^2 \text{----- } (D/r) > 294 \text{ y } < 500$$

$$f_b = ((3,47 \cdot 10^8 / (D/r)^2) > 500 ; \text{ donde}$$

r = Radio de giro de las corrugaciones

D = Diámetro de la tubería

$$f_c = (f_b/2)$$

Hagamos un tanteo para la tubería $2\,2/3 \times 1/2$ ", ($67,7\text{mm} \times 12,7\text{mm}$) de corrugaciones (tabla 3,2 del Manual Armco), que es comercial en el país y observando en la tabla 1,7 del Manual Armco se tiene el radio de giro.

$$r = 0,4371 \text{ m}$$

$$D = 91 \text{ cm}$$

$$(D/r) = 208,19 \text{ cm} < 294$$

$$f_b = 2320 \text{ Kg/cm}^2$$

$f_c = f_b / 2$

1160 Kg/cm²

6.- Area del corte transversal en la pared: (A)

Se calcula en base al esfuerzo de compresión anular (C) y el esfuerzo admisible (f_c)

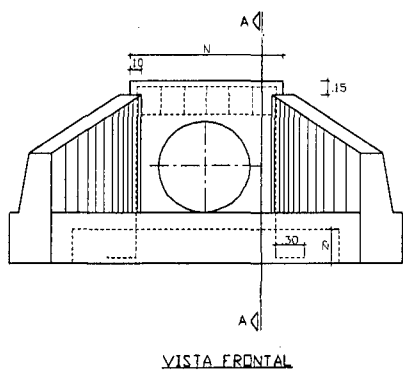
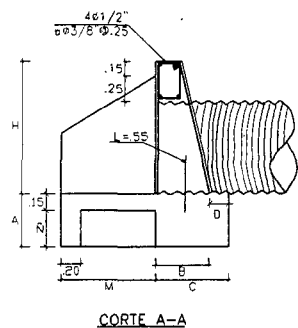
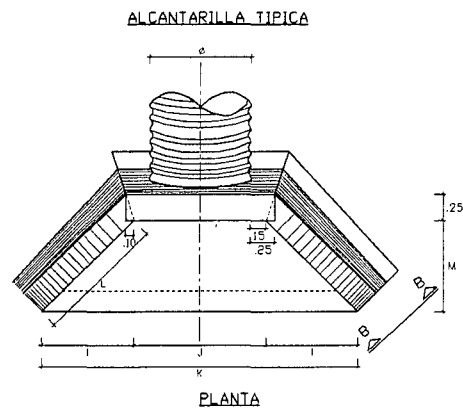
$A = (C / f_c)$ 4,24 cm²/m

De la tabla 3,2 del Manual ARMCO para tuberías cuyas corrugaciones son de 67,7*12,7 mm y un área (corte transversal de la pared de 8,20 cm²/m, mayor que 4,24 cm²/m requerido), se obtiene un espesor específico de 0,864 mm, pero el espesor (calibre) comercial mínimo de la tubería de 36"es de 2,5mm.

Por lo descrito, la tubería a utilizar será:

Diámetro en pulgadas	Corrugaciones en pulgadas	Calibre en milímetros
36"	2 2/3* 1/2	2,5

ALCANTARILLAS $\phi=36"$ y $48"$ DISEÑO FINAL



CARACTERÍSTICAS DE CAJAZAL DE ALCANTARILLA TIPO I														
DIMENSIONES EN METROS														
PLACA	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
36	0.30	0.51	0.88	0.15	0.60	0.37	0.52	1.31	0.85	1.20	2.90	1.30	.85	1.41
48	0.60	0.57	0.77	0.20	0.70	0.39	0.59	1.82	1.13	1.52	3.78	1.60	1.13	1.72

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
COND. CICLOPEO	= f'c = 175 kg/cm2+25MPa
RECUBRIMIENTOS	= Res. .04m.
fy	= 4200 kg/cm.2

3.1.1 DISEÑO HIDRAULICO DE CANOA TIPO I : Q=0,80 m3/seg

1 Calculo de la sección del flujo en la canoa

$$v = 3,56 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 0,8 \text{ m3/seg.}$$

$$A = Q/v$$

$$A = 0,225 \text{ m}^2$$

2. Calculo del tirante de la canoa

Considerandola de sección rectangular y asumiendo :

$$b = 1 \text{ m (para facilitar la circulación de las palizadas),}$$

el tirante de la canoa será:

$$Y = A/b =$$

$$Y = 0,225 \text{ m}$$

3. Longitud del encauzamiento de entrada y salida

tomamos :

$$\alpha = 45^\circ \text{ (para asegurar una mayor capacidad de embalse en casos fortuitos)}$$

$$L \text{ enc.} = 2 \cdot b = 2 \text{ m}$$

4. Dimensionamiento longitudinal de la estructura

Conociendo la longitud de los encauzamientos y contando con los planos y/o características del canal principal, definimos la longitud de la canoa

Canoa Tipo I	ubicación (PK)	Longitud (m)
Canoa badén	03+772	16,05
Canoa badén	07+207	14,3
Canoa badén	07+371.00	14,3
Canoa badén	07+961.00	14,3
Canoa badén	13+420.00	13,05

5. Cálculo del borde libre

Utilizamos la relación (y/H), donde;

y = Tirante de la canoa

$$H = \text{Altura total de la canoa} = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Tomamos } H = 0,30$$

$$\text{Borde libre} = (H - Y) = 0,08 \text{ m}$$

3.1.2 DISEÑO HIDRAULICO DE CANOA TIPO II : Q=1,500 m3/seg

1 Calculo de la sección del flujo en la canoa

$$v = 1 \text{ m/seg}$$

$$Q = 1,5 \text{ M3/seg.}$$

$$A = Q/v$$

$$A = 1,500 \text{ m}^2$$

2. Calculo del tirante de la canoa

Considerandola de sección rectangular y asumiendo :

$$b = 3,5 \text{ m (para facilitar la circulación de las palizadas),}$$

el tirante de la canoa será:

$$Y = A/b =$$

$$Y = 0,429 \text{ m}$$

3. Longitud del encauzamiento de entrada y salida

tomamos :

$$\alpha = 45^\circ \text{ (para asegurar una mayor capacidad de embalse en casos fortuitos)}$$

L enc. = b=3,00 3 m

4. Dimensionamiento longitudinal de la estructura

Conociendo la longitud de los encauzamientos y contando con los planos y/o características del canal principal, definimos la longitud de la canoa

Canoa Tipo I	ubicación (PK)	Longitud (m)
--------------	-----------------	--------------

Canoa badén	01+447.00	17,15
--------------------	------------------	--------------

Canoa badén	09+591.60	13,9
--------------------	------------------	-------------

Canoa badén	11+213,00	13,05
--------------------	------------------	--------------

5. Cálculo del borde libre

Utilizamos la relación (y/H) , donde;

y = Tirante de la canoa

H = Altura total de la canoa 0,57 m

Tomamos H= 0,60

Borde libre= (H-Y) 0,17 m

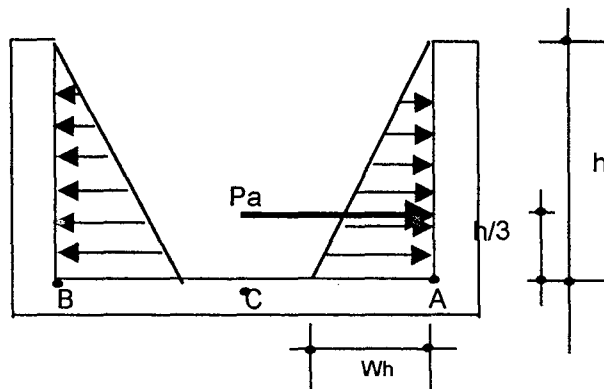
3,1,2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOA: $Q=1,50\text{m}^3/\text{seg}$; Km 01+447,00

I. Cuerpo de canoa

A,- Dimencionamiento

Altura de canoa (h)	=	0,4 m
Ancho de canoa (b)	=	2 m
Esapesor de canoa (e)	=	0,2 m
Peso específico del concreto (C)	=	2400 Kg/m ³
Peso específico del agua (w)	=	1000 Kg/m ³

B,- Diagrama de cuerpo libre; canoa con agua



D,- Momento en el centro de la losa

$$M_c = (1/8 * W * b^2) - M_a$$

W= Peso del agua + peso de la losa

$$\text{Peso del agua} = h * b * 1,00 * 1000 \quad 800 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de la losa} = (2 * e + b) * e * 1,00 * 2400 \quad 1152 \text{ kg/m}$$

$$W = 1952 \text{ kg/m}$$

$$M_c = 976 \text{ Kg-m}$$

E, Cálculo del acero principal

Losa

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$dc = 6 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$M_a = 0,90 * f'c * b * d^2 * (w(1 - 0,59))$$

$$a = 2185596$$

$$b = -3704400$$

$$c = 450$$

$$b^2 - 4ac = 1,37186E+13$$

$$D = 3703868,962$$

$$w1 = 1,6948$$

$$w2 = 0,0001$$

$$A_s = (w * (f'c / f_y) * b * d) \quad 0,0085 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$A_s = 0,0018 \cdot b \cdot e = 3,6 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S_{3/8} = (100 \cdot A_b) / A_s = 19,72 \text{ cm}$$

$$S_{1/2} = (100 \cdot A_b) / A_s = 35,83 \text{ cm}$$

$$S_{5/8} = (100 \cdot A_b) / A_s = 55,56 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 3 \cdot d = 42 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 45 \text{ cm, tomamos el menor}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

Acero en losa de canoa = Refuerzo de 3/8" @ 0,20m

II, Viga lateral de canoa

A, Dimensionamiento

$$\text{Ancho de la viga (b) m} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Altura de la viga (h) m} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del concreto (C)} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

B, Metrado de cargas

$$\text{Peso propio de la viga} = b \cdot h \cdot 2400 = 288 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso losa y peso del agua en cada viga lateral} = 400 \text{ Kg/m}$$

C, Momento en la viga lateral

$$M_u = 1/8 \cdot W \cdot L^2$$

$$W = \text{peso viga} + (\text{peso losa} + \text{peso del agua en cada viga}) = 688 \text{ Kg/m}$$

$$L = \text{luz de la viga} = 6,10 \text{ m}$$

$$M_u = 3\,200,06 \text{ Kg-m} = 3,2 \text{ Tn-m}$$

D, Cálculo del área de acero principal

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_c = 6 \text{ cm} = 0,06 \text{ m}$$

$$h = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$$

$$d = 54 \text{ cm} = 0,54 \text{ m}$$

$$b = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m}$$

Primero determinaremos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente reforzada (0,75Pb). De la tabla Ku Vs. P, para $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ tenemos:

Valor máximo de $p = 0,0001$, para $K_u = 0,0004$; momento máximo con $p = 0,75P_b$

$M_u = K_u \cdot b \cdot d^2$, como sabemos que el refuerzo va a ser importante trabajamos con 2 capas de acero, lo cual conlleva a considerar:

$$K_u = M_u / (b \cdot d^2) = 0,0548707$$

$$M_u = K_u \cdot b \cdot d^2 = 0,0032 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = p \cdot b \cdot d = 0,11 \text{ cm}^2$$

Como el momento aplicado es de 3 200,06 Kg-cm y como con el refuerzo máximo en tracción solo resiste 3,2 Kg-cm, debe recurrirse a refuerzo adicional superior e inferior con el fin de resistir el remanente:

$$M_u \text{ remanente} = 3,20 \text{ Tn-m} = 3196,8 \text{ Kg-cm}$$

$$M_u = A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot 0,90$$

$$M_u = A_s \cdot 4200 \cdot (36 - 6) \cdot 0,90$$

$$A_s = 0,02 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto para resistir un momento de 3,2 Tn-m se requieren:

$$A_s \text{ tracción} = 0,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ compresión} = 0,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo} = 0,0033 \cdot b \cdot d = 3,56 \text{ cm}^2$$

E, Cálculo del acero transversal

El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, ver fig. No.

Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8"

La zona de confinamiento será de $2d$, medida desde la cara del nudo hacia el centro de luz.

Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento S_o que no se exceda del menor de los siguientes valores:

- | | |
|---|---------|
| 1) $0,25 d$ | 13,5 cm |
| 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, | 8 cm |
| 3) 30,0 cm | 30 cm |

El primer estribo deberá colocarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm

II ESTRIBO DE CANOA

canoa: Km 01+447,00

$\theta =$	Angulo de fricción interna =	30°
$\gamma_{Adm} =$	Capacidad admisible de carga del suelo =	1,6 Kg/cm ²
$c =$	Peso unitario de concreto =	2400 Kg/M ³
$W_s =$	Peso unitario del suelo =	1750 Kg/M ³
$f =$	Coefficiente de fricción del suelo (arcilla) =	0,5
$e =$	Espesor del muro =	0,15 M
$h =$	Altura del muro =	0,3 M
$b =$	Ancho de la canoa =	1 M
$\Gamma =$	Peso especifico del agua	1000 Kg/M ³
$l =$	longitud de la canoa	6,1 M

A- Cálculo de la fuerza cortante

Por Peso Propio (de una porción de muro de 1.00 M de longitud)

$$\text{Peso de Muros} = e \cdot h \cdot 1.00 \cdot c \cdot 2$$

$$\text{Peso de Muros} = 216 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de losa} = (b + 2 \cdot e) \cdot e \cdot 1.00 \cdot c$$

$$\text{Peso de losa} = 468 \text{ Kg/m}$$

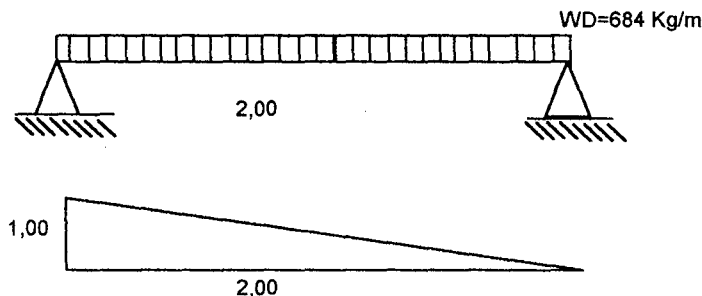
$$\text{Peso Muerto} = 684$$

Por sobre carga, s/c

$$\text{Peso del agua} = h \cdot b \cdot \Gamma$$

$$\text{Peso del agua} = 300 \text{ Kg/m}$$

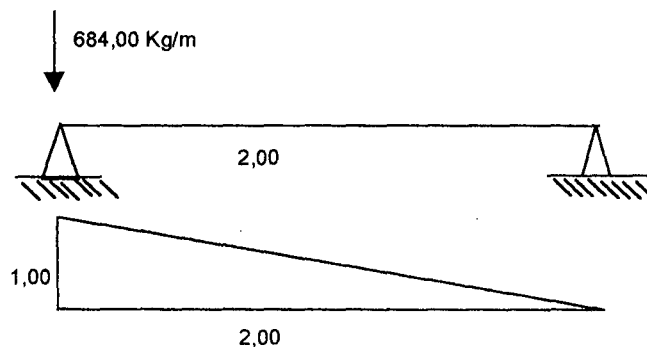
Cortante por peso propio: V_D



$$V_D = (WD \cdot l) / 2$$

$$V_D = 2086,2 \text{ Kg}$$

Cortante por sobre carga



$$V_{s/c} = (WD \cdot 1.00) / 2$$

$$V_{s/c} = 342 \text{ Kg.}$$

$$R(\text{máx}) = 2428,2$$

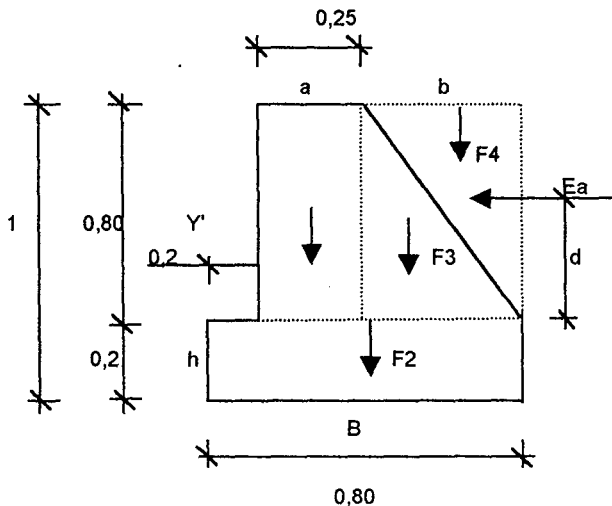
B - CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

$0.4 F_Y > = ((0.15 \cdot R_{\text{máx}}) \cdot a / (0.25 \cdot l \cdot d^2 \cdot n))$
donde :
 $R_{\text{máx.}} =$ reacción a la superestructura. (VD+VS/C) $R_{\text{máx.}} = 2428,2$
 $d =$ diámetro de la varilla de acero corrugado
 $n =$ número de varillas necesarias 17
 $f_y = 60,000 \text{ lb./pulg.}^2$
 $0,40 \cdot 60\,000 = 590,4647$
 $n = 0,024602695$ consideramos, $n=1$

C.-Longitud de la varilla

36 Diámetros= 18
Longitud varilla 0,4572
Long. Varilla 0,45 m, Diámetro 1/2"

D.- Cáculo del estribo
Fuerzas Verticales y Momentos



Fuerzas estabilizadoras (Kg)		Brazo de Plancha (m)		Momento estabilizador (Kg-m)	
F1=	$y \cdot a \cdot 2400 =$	480	$a/2 + 0.35 =$	0,475	Kg-M 228
F2=	$y \cdot h \cdot 2400 =$	384	$y/2 =$	0,40	Kg-M 153,6
F3=	$(y \cdot 0.35/2) \cdot 2400$	336	$2/3 \cdot 0.35$	0,233	Kg-M 78,4
F4=	$(y \cdot 0.35/2) \cdot 1750$	245	$1/3 \cdot 0.35$	0,117	Kg-M 28,6
Suma de Fv =		1445	suma de M =		488,58

Empuje Activo

$E_a = 1/2 \cdot c_a \cdot w \cdot H^2$
 $c_a = \text{Tg}^2(45^\circ - \phi)$ 0,333
 $W_s = 1750 \text{ Kg/m}^3$
 $H = 1 \text{ m}$
 $E_a = 291,38 \text{ Kg}$

Punto de Aplicación Empuje Activo

$$d = \frac{(H^2 + 3 \cdot H \cdot h')}{3(H + 2 \cdot h')}$$
$$h' = 0$$
$$H = 1$$
$$d = \frac{H^2}{3H} =$$
$$d = \frac{1}{3} \cdot H = 0,333$$

Distancia al centro de gravedad

X = Sumatoria de momentos / sumatoria de pesos

$$x = 0,338 \text{ m}$$

Momento Horizontal

$$MH = Ea \cdot d = 97,125 \text{ m}$$

$$Z = (MH/Ea) = 0,333 \text{ m}$$

$$e = B/6 - (X - Z) = 0,129 \text{ m}$$

Exentricidad máxima; emáx

emáx. = suma de momentos / suma de fv =

$$emáx = 0,338 \text{ m}$$

$$emáx = 0,338 > e = 0,129 \text{ Ok!}$$

$$\text{Momento de Volteo} = Ea \cdot ca = 97,028 \text{ Kg-m}$$

Cheque por Volteo =

Fs = (momento estabilizador) / (momento de volteo)

$$Fs = 5,04 > 2 ; \text{ ok!}$$

Cheque por deslizamiento =

FD = (fuerza estabilizadora * f) / fuerza horizontal

$$FD = 2,48 > 1.5 ; \text{ ok}$$

Chequeo por asentamiento del muro :

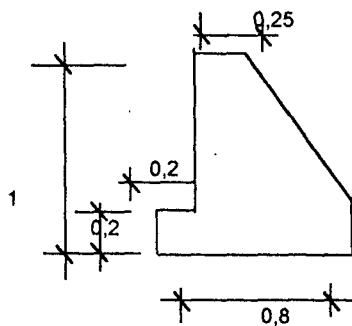
T = (Suma de fuerza estabilizadora) / area * (1 + 6 * e / B)

$$T(+) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ ok.}$$

$$T(-) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ ok.}$$

No habra rotura o asentamiento del muro

DISEÑO FINAL



Especificaciones técnicas

Ws =	1750 Kg/M3
∅ =	30°
f =	0,5 (arcilla)
Fi adm. =	1,6 Kg/cm²
f'c =	175 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
h.e.e =	7,5 cm

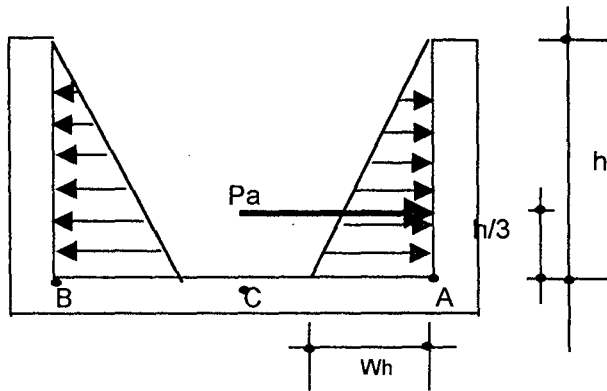
3,1,2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOA: Q=1,00m3/seg; Km 03+772,00

I. Cuerpo de canoa

A,- Dimencionamiento

Altura de canoa (h)	=	0,3 m
Ancho de canoa (b)	=	1 m
Esapesor de canoa (e)	=	0,15 m
Peso específico del concreto (C)	=	2400 Kg/m3
Peso específico del agua (w)	=	1000 Kg/m3

B,- Diagrama de cuerpo libre; canoa con agua



D,- Momento en el centro de la losa

$M_c = (1/8 * W * b^2) - M_a$

W= Peso del agua + peso de la losa

Peso del agua= $h * b * 1,00 * 1000$ 300 Kg/m

Peso de la losa= $(2 * e + b) * e * 1,00 * 2400$ 468 Kg/m

W= 768 Kg/m

$M_c =$ 96 Kg-m

E, Cálculo del acero principal

Losa

$f_c =$ 210 Kg/cm²

$f_y =$ 4200 Kg/cm²

$d_c =$ 6 cm

$b =$ 100 cm

$e =$ 15 cm

$d =$ 9 cm

$M_a = 0,90 * f_c * b * d^2 * (w(1 - 0,59))$

$a =$ 903231

$b =$ -1530900

$c =$ 450

$b^2 - 4ac =$ 2,34203E+12

$D =$ 1530368,908

$w_1 =$ 1,6946

$w_2 =$ 0,0003

$A_s = (w * (f_c / f_y) * b * d)$ 0,0132 cm²

Acero mínimo

$$As' = 0,0018 \cdot b \cdot e = 2,7 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S_{3/8} = (100 \cdot Ab) / As = 26,30 \text{ cm}$$

$$S_{1/2} = (100 \cdot Ab) / As = 47,78 \text{ cm}$$

$$S_{5/8} = (100 \cdot Ab) / As = 74,07 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 3 \cdot d = 27 \text{ cm}$$

$$S_{ma} = 45 \text{ cm} \quad 45 \text{ cm, tomamos el menor}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

Acero en losa de canoa = Refuerzo de 3/8" @ 0,20m

II, Viga lateral de canoa

A, Dimencionamiento

$$\text{Ancho de la viga (b)} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Altura de la viga (h)} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del concreto (C)} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

B, Metrado de cargas

$$\text{Peso propio de la viga} = b \cdot h \cdot 2400 = 288 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso losa y peso del agua en cada viga lateral} = 150 \text{ Kg/m}$$

C, Momento en la viga lateral

$$Mu = 1/8 \cdot W \cdot L^2$$

$$W = \text{peso viga} + (\text{peso losa} + \text{peso del agua en cada viga}) = 438 \text{ Kg/m}$$

$$L = \text{luz de la viga} = 2,00 \text{ m}$$

$$Mu = 219,00 \text{ Kg-m} = 0,24 \text{ Tn-m}$$

D, Cálculo del área de acero principal

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$dc = 6 \text{ cm} = 0,06 \text{ m}$$

$$h = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$$

$$d = 54 \text{ cm} = 0,54 \text{ m}$$

$$b = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m}$$

Primero determinaremos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente

reforzada ($0,75P_b$): De la tabla K_u Vs. P , para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ tenemos:

Valor máximo de $p = 0,0001$, para $K_u = 0,0004$; momento máximo con $p = 0,75P_b$

$Mu = K_u \cdot b \cdot d^2$, como sabemos que el refuerzo va a ser importante trabajamos con 2 capas

de acero, lo cual conlleva a considerar:

$$Ku = Mu / (b \cdot d^2) = 0,0037551$$

$$Mu = Ku \cdot b \cdot d^2 = 0,0002 \text{ Tn-m}$$

$$As = p \cdot b \cdot d = 0,11 \text{ cm}^2$$

Como el momento aplicado es de $244,00 \text{ Kg-cm}$ y como con el refuerzo máximo en tracción

solo resiste $0,20 \text{ Kg-cm}$, debe recurrirse a refuerzo adicional superior e inferior con el

fin de resistir el remanente:

$$Mu_{\text{remanente}} = 0,24 \text{ Tn-m} \quad 239,781 \text{ Kg-cm}$$

$$Mu = As \cdot fy \cdot (d - d') \cdot 0,90$$

$$Mu = A's \cdot 4200 \cdot (36 - 6) \cdot 0,90$$

$$A's = 0,00 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto para resistir un momento de $0,412 \text{ Tn-m}$ se requieren:

$$As_{\text{tracción}} = 0,11 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{compresión}} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo} = 0,0033 \cdot b \cdot d = 3,56$$

E, Cálculo del acero transversal

El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, ver fig. No.

Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8"

La zona de confinamiento será de $2d$, medida desde la cara del nudo hacia el centro de luz.

Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento S_o que no se exceda del menor de los siguientes valores:

- | | |
|---|---------|
| 1) $0,25 d$ | 13,5 cm |
| 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, | 8 cm |
| 3) 30,0 cm | 30 cm |

El primer estribo deberá colocarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm

II ESTRIBO DE CANOA

canoas: Km 03+772,00

$\theta =$	Angulo de fricción interna =	30°
$\gamma_{Adm} =$	Capacidad admisible de carga del suelo =	1,6 Kg/cm ²
$c =$	Peso unitario de concreto =	2400 Kg/M ³
$W_s =$	Peso unitario del suelo =	1750 Kg/M ³
$f =$	Coefficiente de fricción del suelo (arcilla) =	0,5
$e =$	Espesor del muro =	0,15 M
$h =$	Altura del muro =	0,3 M
$b =$	Ancho de la canoa =	1 M
$\Gamma =$	Peso específico del agua	1000 Kg/M ³
$l =$	longitud de la canoa	5 M

A- Cálculo de la fuerza cortante

Por Peso Propio (de una porción de muro de 1.00 M de longitud)

$$\text{Peso de Muros} = e \cdot h \cdot 1.00 \cdot c \cdot 2$$

$$\text{Peso de Muros} = 216 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de losa} = (b + 2 \cdot e) \cdot e \cdot 1.00 \cdot c$$

$$\text{Peso de losa} = 468 \text{ Kg/m}$$

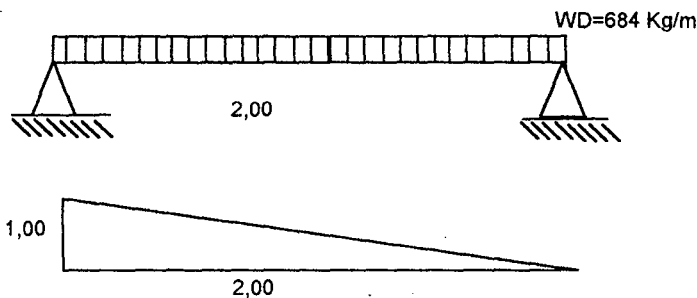
$$\text{Peso Muerto} = 684$$

Por sobre carga, s/c

$$\text{Peso del agua} = h \cdot b \cdot \Gamma$$

$$\text{Peso del agua} = 300 \text{ Kg/m}$$

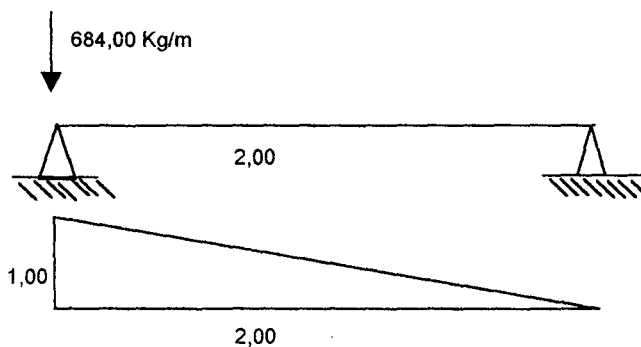
Cortante por peso propio: V_D



$$V_D = (WD \cdot l) / 2$$

$$V_D = 1710 \text{ Kg}$$

Cortante por sobre carga



$$V_{s/c} = (WD \cdot 1.00) / 2$$

$$V_{s/c} = 342 \text{ Kg.}$$

$$R(\text{máx}) = 2052$$

B - CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

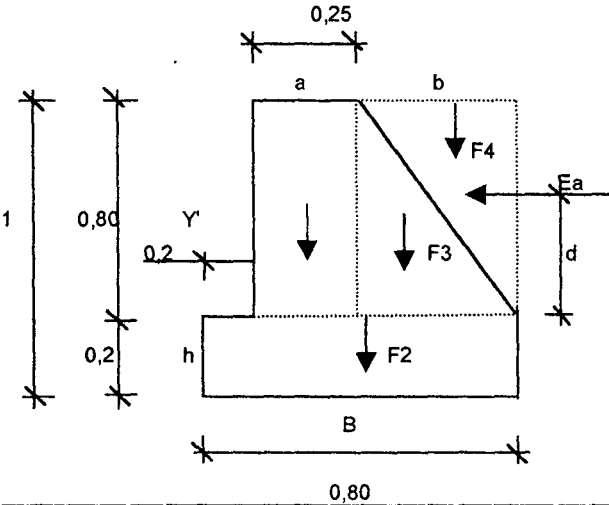
$0.4 F_Y \geq ((0.15 \cdot R_{\text{máx}}) \cdot a / (0.25 \cdot f_y \cdot d^2 \cdot n))$
donde :
 $R_{\text{máx.}}$ = reacción a la superestructura. (VD+VS/C) $R_{\text{máx.}}$ = 2052
 d = diámetro de la varilla de acero corrugado
 n = número de varillas necesarias 17
 f_y = 60,000 lb./pulg.²
 $0.40 \cdot 60\,000 = 498,9842$
 $\eta = 0.02079101$ consideramos, $n=1$

C.-Longitud de la varilla

36 Diámetros= 18
Longitud varilla 0,4572
Long. Varilla 0,45 m, Diámetro 1/2"

D.- Cálculo del estribo

Fuerzas Verticales y Momentos



Fuerzas estabilizadoras (Kg)		Brazo de Plancha (m)		Momento estabilizador (Kg-m)	
F1=	$y \cdot a \cdot 2400 =$	480	$a/2 + 0.35 =$	0,475	Kg-M 228
F2 =	$y \cdot h \cdot 2400 =$	384	$y/2 =$	0,40	Kg-M 153,6
F3 =	$(y \cdot 0.35/2) \cdot 2400$	336	$2/3 \cdot 0.35$	0,233	Kg-M 78,4
F4 =	$(y \cdot 0.35/2) \cdot 1750$	245	$1/3 \cdot 0.35$	0,117	Kg-M 28,6
Suma de Fv =		1445		suma de M =	488,58

Empuje Activo

$E_a = 1/2 \cdot c_a \cdot w \cdot H^2$
 $c_a = \tan^2(45^\circ - \phi)$ 0,333
 $W_s = 1750$ Kg/m3
 $H = 1$ m
 $E_a = 291,38$ Kg

Punto de Aplicación Empuje Activo

$$d = \frac{(H^2 + 3 \cdot H \cdot h')}{3(H + 2 \cdot h')}$$
$$h' = 0$$
$$H = 1$$
$$d = \frac{H^2}{3H} =$$
$$d = \frac{1}{3} \cdot H = 0,333$$

Distancia al centro de gravedad

X = Sumatoria de momentos / sumatoria de pesos

$$x = 0,338 \text{ m}$$

Momento Horizontal

$$MH = Ea \cdot d = 97,125 \text{ m}$$

$$Z = (MH/Ea) = 0,333 \text{ m}$$

$$e = B/6 - (X - Z) = 0,129 \text{ m}$$

Exentricidad máxima; emáx

emáx. = suma de momentos / suma de fv =

$$emáx = 0,338 \text{ m}$$

$$emáx = 0,338 > e = 0,129 \text{ Ok!}$$

$$\text{Momento de Volteo} = Ea \cdot ca = 97,028 \text{ Kg-m}$$

Cheque por Volteo =

Fs = (momento estabilizador) / (momento de volteo)

$$Fs = 5,04 > 2 ; \text{ok!}$$

Cheque por deslizamiento =

FD = (fuerza estabilizadora * f) / fuerza horizontal

$$FD = 2,48 > 1,5 ; \text{ok}$$

Chequeo por asentamiento del muro :

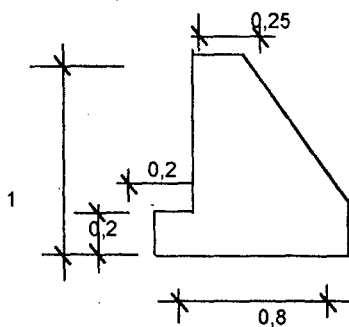
T = (Suma de fuerza estabilizadora) / area * (1 + 6 * e / B)

$$T(+) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

$$T(-) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

No habra rotura o asentamiento del muro

DISEÑO FINAL



Especificaciones técnicas

Ws =	1750 Kg/M3
ϕ =	30°
f =	0,5 (arcilla)
Fi adm. =	1,6 Kg/cm ²
f'c =	175 Kg/cm ²
fy =	4200 Kg/cm ²
h.e.e =	7,5 cm

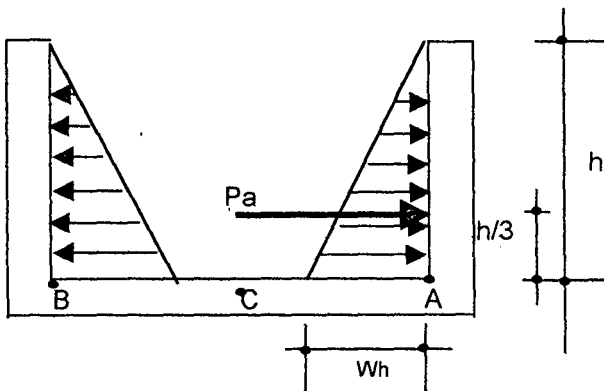
3,1,2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOA: Q=0,800m3/seg; Km 07+207,00

I. Cuerpo de canoa

A,- Dimencionamiento

Altura de canoa (h)	=	0,3 m
Ancho de canoa (b)	=	1 m
Esapesor de canoa (e)	=	0,15
Peso específico del concreto (C)	=	2400 Kg/m3
Peso específico del agua (w)	=	1000 Kg/m3

B,- Diagrama de cuerpo libre; canoa con agua



D,- Momento en el centro de la losa

$M_c = (1/8 * W * b^2) - M_a$

W= Peso del agua + peso de la losa

Peso del agua= $h * b * 1,00 * 1000$ 300 Kg/m

Peso de la losa= $(2 * e + b) * e * 1,00 * 2400$ 468 Kg/m

W= 768 Kg/m

$M_c =$ 96 Kg-m

E, Cálculo del acero principal de la losa

$f_c =$ 210 Kg/cm²

$f_y =$ 4200 Kg/cm²

$d_c =$ 6 cm

$b =$ 100 cm

$e =$ 15 cm

$d =$ 9 cm

$M_a = 0,90 * f_c * b * d^2 * (w(1 - 0,59))$

$a =$ 903231

$b =$ -1530900

$c =$ 450

$b^2 - 4ac =$ 2,34203E+12

$D =$ 1530368,908

$w_1 =$ 1,6946

$w_2 =$ 0,0003

$A_s = (w * (f_c / f_y) * b * d)$ 0,0132 cm²

Acero mínimo

$A_s' = 0,0018 \cdot b \cdot e =$ 2,7 cm²
 Espaciamiento
 $S_{3/8} = (100 \cdot A_b) / A_s$ 26,30 cm
 $S_{1/2} = (100 \cdot A_b) / A_s$ 47,78 cm
 $S_{5/8} = (100 \cdot A_b) / A_s$ 74,07 cm

$S_{max} = 3 \cdot d$ 27 cm
 $S_{ma} = 45 \text{ cm}$ 45 cm, tomamos el menor

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:
 Acero en losa de canoa = Refuerzo de 3/8" @ 0,25m

II, Viga lateral de canoa

A, Dimensionamiento

Ancho de la viga (b) 0,15 m
 Altura de la viga (h) 0,45 m
 Peso específico del concreto (C) 2400 Kg/m³

B, Metrado de cargas

Peso propio de la viga = $b \cdot h \cdot 2400$ 162 Kg/m
 Peso losa y peso del agua en cada viga lateral 150 Kg/m

C, Momento en la viga lateral

$M_u = 1/8 \cdot W \cdot L^2$
 $W = \text{peso viga} + (\text{peso losa} + \text{peso del agua en cada viga})$ 312 Kg/m
 $L = \text{luz de la viga}$ 3,25 m
 $M_u =$ 411,94 Kg-m 0,412 Tn-m

D, Cálculo del área de acero principal

$f'c =$ 210 Kg/cm²
 $f_y =$ 4200 Kg/cm²
 $d_c =$ 6 cm = 0,09 m
 $h =$ 45 cm = 0,45 m
 $d =$ 39 cm = 0,39 m
 $b =$ 15 cm = 0,15 m

Primero determinaremos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente reforzada (0,75Pb). De la tabla Ku Vs. P, para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ tenemos:

Valor máximo de $p = 0,0001$, para $K_u = 0,0004$; momento máximo con $p = 0,75P_b$

$M_u = K_u \cdot b \cdot d^2$, como sabemos que el refuerzo va a ser importante trabajamos con 2 capas de acero, lo cual conlleva a considerar:

$K_u = M_u / (b \cdot d^2)$ 0,0180556
 $M_u = K_u \cdot b \cdot d^2$ 0,0004 Tn-m
 $A_s = p \cdot b \cdot d$ 0,06 cm²

Como el momento aplicado es de 411,94 Kg-cm y como con el refuerzo máximo en tracción solo resiste 0,40 Kg-cm, debe recurrirse a refuerzo adicional superior e inferior con el fin de resistir el remanente:

$M_u \text{ remanente} =$ 0,41 Tn-m = 411,588 Kg-cm

$M_u = A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot 0,90$

$M_u = A_s' \cdot 4200 \cdot (36 - 6) \cdot 0,90$

$A_s' =$ 0,00 cm²

Por lo tanto para resistir un momento de 0,412 Tn-m se requieren:

$A_s \text{ tracción} =$ 0,06 cm²

$A_s \text{ compresión} =$ 0,00 cm²

$A_s \text{ mínimo} = 0,0033 \cdot b \cdot d$ 1,93 cm²

E, Cálculo del acero transversal

El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, ver fig. No. 110
 Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8"

La zona de confinamiento será de $2d$, medida desde la cara del nudo hacia el centro de luz.

Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento S_o que no se exceda del menor de los siguientes valores:

- | | |
|---|---------|
| 1) $0,25 d$ | 9,75 cm |
| 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, | 8 cm |
| 3) 30,0 cm | 30 cm |

El primer estribo deberá colocarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm

II ESTRIBO DE CANOA

canoas: Km 07+207,00

$\theta =$	Angulo de fricción interna =	30°
$\gamma_{Adm} =$	Capacidad admisible de carga del suelo =	1,6 Kg/cm ²
$c =$	Peso unitario de concreto =	2400 Kg/M ³
$W_s =$	Peso unitario del suelo =	1750 Kg/M ³
$f =$	Coefficiente de fricción del suelo (arcilla) =	0,5
$e =$	Espesor del muro =	0,15 M
$h =$	Altura del muro =	0,3 M
$b =$	Ancho de la canoa =	1 M
$\Gamma =$	Peso específico del agua	1000 Kg/M ³
$l =$	longitud de la canoa	3,25 M

A- Cálculo de la fuerza cortante

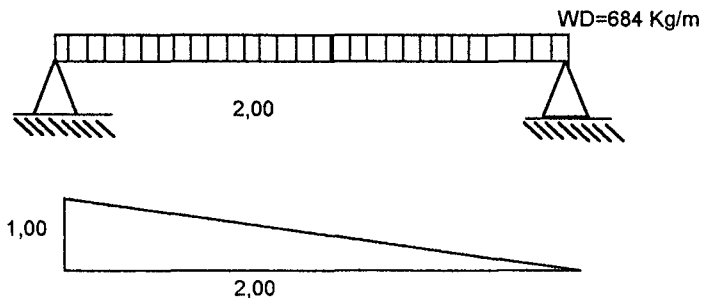
Por Peso Propio (de una porción de muro de 1.00 M de longitud)

Peso de Muros =	$e \cdot h \cdot 1.00 \cdot c \cdot 2$
Peso de Muros =	216 Kg/m
Peso de losa =	$(b + 2 \cdot e) \cdot e \cdot 1.00 \cdot c$
Peso de losa =	468 Kg/m
Peso Muerto =	684

Por sobre carga, s/c

Peso del agua =	$h \cdot b \cdot \Gamma$
Peso del agua =	300 Kg/m

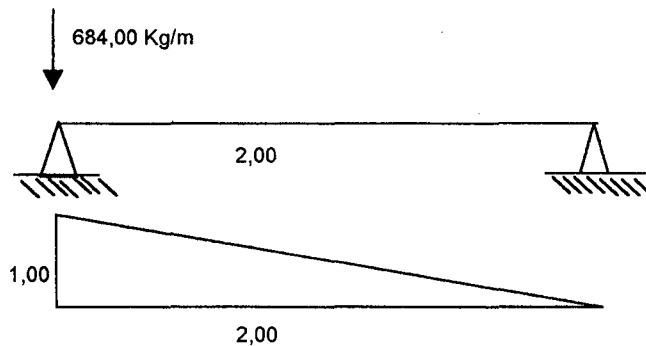
Cortante por peso propio: V_D



$$V_D = \frac{(WD \cdot l)}{2}$$

$$V_D = 1111,5 \text{ Kg}$$

Cortante por sobre carga



$$V_{s/c} = \frac{(WD \cdot 1.00)}{2}$$

$$V_{s/c} = 342 \text{ Kg.}$$

$$R(\text{máx}) = 1453,5$$

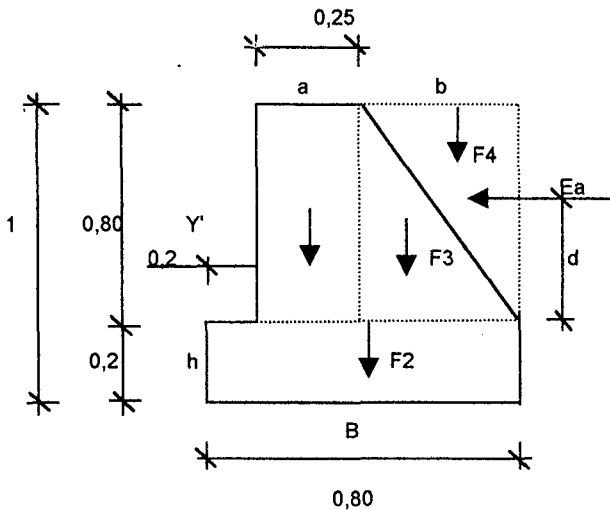
B - CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

$0.4 F_Y \geq ((0.15 R_{\text{máx}}) \cdot a / (0.25 \cdot f' \cdot d^2 \cdot n))$
donde :
 $R_{\text{máx.}}$ = reacción a la superestructura. (VD+VS/C) $R_{\text{máx.}}$ = 1453,5
 d = diámetro de la varilla de acero corrugado
 n = número de varillas necesarias 17
 f_y = 60,000 lb./pulg.²
 $0.40 \cdot 60\,000 = 353,4472$
 $n = 0,014726965$ consideramos, $n=1$

C.-Longitud de la varilla

36 Diámetros= 18
Longitud varilla 0,4572
Long. Varilla 0,45 m, Diámetro 1/2"

D.- Cálculo del estribo
Fuerzas Verticales y Momentos



Fuerzas estabilizadoras (Kg)		Brazo de Plancha (m)		Momento estabilizador (Kg-m)	
F1=	$y \cdot a \cdot 2400 =$	480	$a/2 + 0.35 =$	0,475	Kg-M 228
F2 =	$y \cdot h \cdot 2400 =$	384	$y/2 +$	0,40	Kg-M 153,6
F3 =	$(y \cdot 0.35/2) \cdot 2400$	336	$2/3 \cdot 0.35$	0,233	Kg-M 78,4
F4 =	$(y \cdot 0.35/2) \cdot 1750$	245	$1/3 \cdot 0.35$	0,117	Kg-M 28,6
Suma de Fv =		1445		suma de M =	488,58

Empuje Activo

$E_a = 1/2 \cdot c_a \cdot w \cdot H^2$
 $c_a = \tan^2(45^\circ - \phi)$ 0,333
 $W_s = 1750$ Kg/m³
 $H = 1$ m
 $E_a = 291,38$ Kg

Punto de Aplicación Empuje Activo

$$d = \frac{(H^2 + 3Hh')/3(H + 2h')}{1} = 0,333$$

Distancia al centro de gravedad

X = Sumatoria de momentos / sumatoria de pesos

$$x = 0,338 \text{ m}$$

Momento Horizontal

$$MH = Ea \cdot d = 97,125 \text{ m}$$

$$Z = (MH/Ea) = 0,333 \text{ m}$$

$$e = B/6 - (X - Z) = 0,129 \text{ m}$$

Exentricidad máxima; emáx

$$emáx. = \text{suma de momentos} / \text{suma de } fv =$$

$$emáx = 0,338 \text{ m}$$

$$emáx = 0,338 > e = 0,129 \text{ Ok!}$$

$$\text{Momento de Volteo} = Ea \cdot ca = 97,028 \text{ Kg-m}$$

Cheque por Volteo =

$$Fs = (\text{momento estabilizador}) / (\text{momento de volteo})$$

$$Fs = 5,04 > 2 ; \text{ok!}$$

Cheque por deslizamiento =

$$FD = (\text{fuerza estabilizadora} \cdot f) / \text{fuerza horizontal}$$

$$FD = 2,48 > 1.5 ; \text{ok}$$

Chequeo por asentamiento del muro :

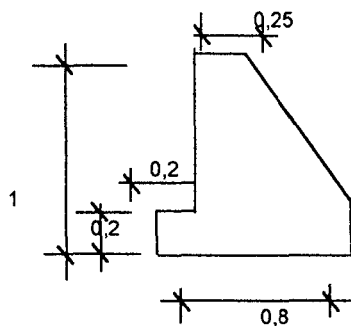
$$T = (\text{Suma de fuerza estabilizadora}) / \text{area} \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$$

$$T(+) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

$$T(-) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

No habra rotura o asentamiento del muro

DISEÑO FINAL



Especificaciones técnicas

Ws =	1750 Kg/M3
ϕ =	30°
f =	0,5 (arcilla)
Fi adm. =	1,6 Kg/cm²
f'c =	175 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
h.e.e =	7,5 cm

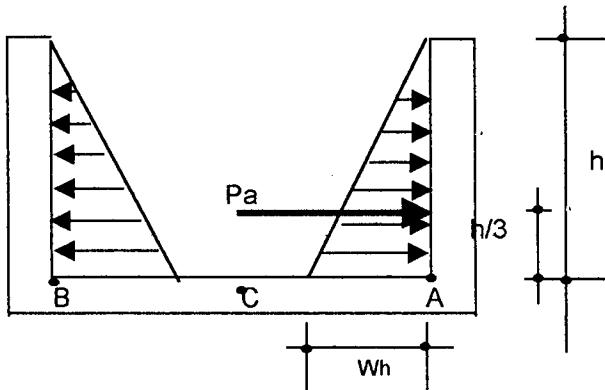
3,1,2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOA: Q=0,800m3/seg; Km 07+371,00

I. Cuerpo de canoa

A,- Dimencionamiento

Altura de canoa (h)	=	0,3 m
Ancho de canoa (b)	=	1 m
Esapesor de canoa (e)	=	0,15 m
Peso específico del concreto (C)	=	2400 K/m3
Peso específico del agua (w)	=	1000 K/m3

B,- Diagrama de cuerpo libre; canoa con agua



D,- Momento en el centro de la losa

$M_c = (1/8 * W * b^2) - M_a$

W= Peso del agua + peso de la losa

Peso del agua= $h * b * 1,00 * 1000$ 300 Kg/m

Peso de la losa= $(2 * e + b) * e * 1,00 * 2400$ 468 Kg/m

W= 768 Kg/m

$M_c =$ 96 Kg-m

E, Cálculo del acero principal

Losa

$f'c =$ 210 Kg/cm²

$f_y =$ 4200 Kg/cm²

$dc =$ 6 cm

$b =$ 100 cm

$e =$ 15 cm

$d =$ 9 cm

$M_a = 0,90 * f'c * b * d^2 * (w(1 - 0,59))$

$a =$ 903231

$b =$ -1530900

$c =$ 450

$b^2 - 4ac =$ 2,34203E+12

$D =$ 1530368,908

$w1 =$ 1,6946

$w2 =$ 0,0003

$A_s = (w * (f'c / f_y) * b * d)$ 0,0132 cm²

Acero mínimo

$$As' = 0,0018 \cdot b \cdot e = 2,7 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S_{3/8} = (100 \cdot Ab) / As = 26,30 \text{ cm}$$

$$S_{1/2} = (100 \cdot Ab) / As = 47,78 \text{ cm}$$

$$S_{5/8} = (100 \cdot Ab) / As = 74,07 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 3 \cdot d = 27 \text{ cm}$$

$$S_{ma} = 45 \text{ cm} \quad 45 \text{ cm, tomamos el menor}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

Acero en losa de canoa = Refuerzo de 3/8" @ 0,25m

II, Viga lateral de canoa

A, Dimensionamiento

$$\text{Ancho de la viga (b)} = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Altura de la viga (h)} = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del concreto (C)} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

B, Metrado de cargas

$$\text{Peso propio de la viga (Kg/m)} = b \cdot h \cdot 2400 = 162 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso losa y peso del agua en cada viga lateral (Kg/m)} = 150 \text{ Kg/m}$$

C, Momento en la viga lateral

$$Mu = 1/8 \cdot W \cdot L^2$$

$$W = \text{peso viga} + (\text{peso losa} + \text{peso del agua en cada viga}) = 312 \text{ Kg/m}$$

$$L = \text{luz de la viga} = 3,25 \text{ m}$$

$$Mu = 411,94 \text{ Kg-m} = 0,412 \text{ Tn-m}$$

D, Cálculo del área de acero principal

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$dc = 6 \text{ cm} = 0,09 \text{ m}$$

$$h = 45 \text{ cm} = 0,45 \text{ m}$$

$$d = 39 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$

$$b = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

Primero determinaremos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente

reforzada (0,75Pb). De la tabla Ku Vs. P, para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ tenemos:

Valor máximo de $p = 0,0001$, para $Ku = 0,0004$; momento máximo con $p = 0,75Pb$

$Mu = Ku \cdot b \cdot d^2$, como sabemos que el refuerzo va a ser importante trabajamos con 2 capas de acero, lo cual conlleva a considerar:

$$Ku = Mu / (b \cdot d^2) = 0,0180556$$

$$Mu = Ku \cdot b \cdot d^2 = 0,0004 \text{ Tn-m}$$

$$As = p \cdot b \cdot d = 0,06 \text{ cm}^2$$

Como el momento aplicado es de 411,94 Kg-cm y como con el refuerzo máximo en tracción solo resiste 0,40 Kg-cm, debe recurrirse a refuerzo adicional superior e inferior con el fin de resistir el remanente:

$$Mu_{\text{remanente}} = 0,41 \text{ Tn-m} = 411,649 \text{ Kg-cm}$$

$$Mu = As \cdot fy \cdot (d - d') \cdot 0,90$$

$$Mu = A's \cdot 4200 \cdot (36 - 6) \cdot 0,90$$

$$A's = 0,00 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto para resistir un momento de 0,412 Tn-m se requieren:

$$As_{\text{tracción}} = 0,06 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{compresión}} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero Mínimo} = 0,0033 \cdot b \cdot d = 1,93 \text{ cm}^2$$

E, Cálculo del acero transversal

El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, ver fig. No.

Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8"

La zona de confinamiento será de $2d$, medida desde la cara del nudo hacia el centro de luz.

Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento S_o que no se exceda del menor de los siguientes valores:

- | | |
|---|---------|
| 1) $0,25 d$ | 9,75 cm |
| 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, | 8 cm |
| 3) 30,0 cm | 30 cm |

El primer estribo deberá colocarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm

II ESTRIBO DE CANOA

canoas: Km 07+371,00

$\theta =$	Angulo de fricción interna =	30°
$\gamma_{Adm} =$	Capacidad admisible de carga del suelo =	1,6 Kg/cm ²
$c =$	Peso unitario de concreto =	2400 Kg/M ³
$W_s =$	Peso unitario del suelo =	1750 Kg/M ³
$f =$	Coefficiente de fricción del suelo (arcilla) =	0,5
$e =$	Espesor del muro =	0,15 M
$h =$	Altura del muro =	0,3 M
$b =$	Ancho de la canoa =	1 M
$\Gamma =$	Peso específico del agua	1000 Kg/M ³
$l =$	longitud de la canoa	3,25 M

A- Cálculo de la fuerza cortante

Por Peso Propio (de una porción de muro de 1.00 M de longitud)

Peso de Muros = $e \cdot h \cdot 1.00 \cdot c \cdot 2$

Peso de Muros = 216 Kg/m

Peso de losa = $(b + 2 \cdot e) \cdot e \cdot 1.00 \cdot c$

Peso de losa = 468 Kg/m

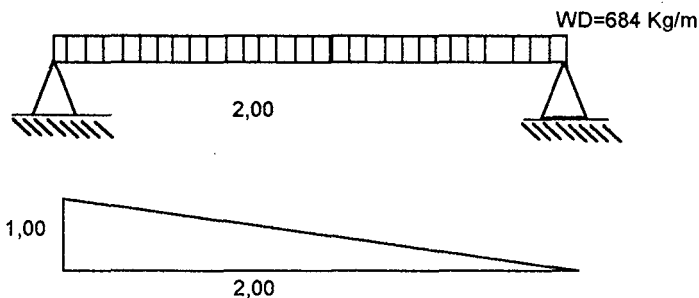
Peso Muerto = 684

Por sobre carga, s/c

Peso del agua = $h \cdot b \cdot \Gamma$

Peso del agua = 300 Kg/m

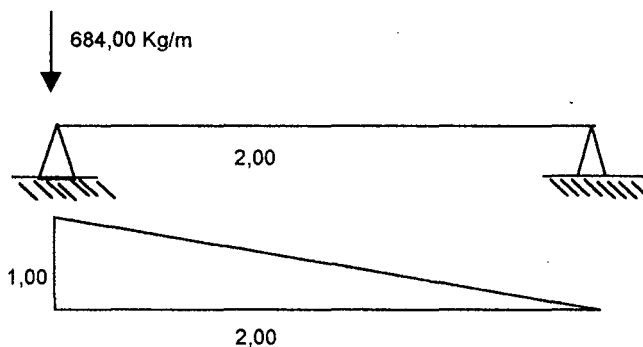
Cortante por peso propio: V_D



$V_D = (WD \cdot l) / 2$

$V_D = 1111,5 \text{ Kg}$

Cortante por sobre carga



$V_{s/c} = (WD \cdot 1.00) / 2$

$V_{s/c} = 342 \text{ Kg.}$

$R(\text{máx}) = 1453,5$

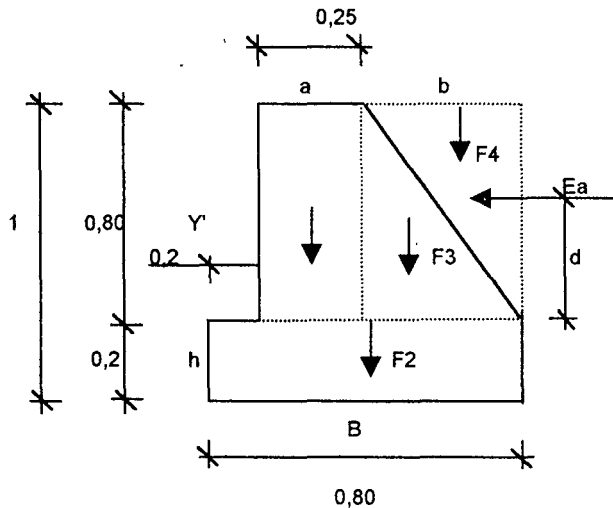
B - CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

$0.4 F_Y \geq ((0.15 \cdot R_{\text{máx}}) \cdot a / (0.25 \cdot f \cdot d^2 \cdot n))$
donde :
 $R_{\text{máx.}}$ = reacción a la superestructura. (VD+VS/C) $R_{\text{máx.}}$ = 1453,5
 d = diámetro de la varilla de acero corrugado
 n = número de varillas necesarias 17
 f_y = 60,000 lb./pulg.²
 $0.40 \cdot 60\,000 = 353,4472$
 $n = 0,014726965$ consideramos, $n=1$

C.-Longitud de la varilla

36 Diámetros= 18
Longitud varilla 0,4572
Long. Varilla 0,45 m, Diámetro 1/2"

D.- Cálculo del estribo
Fuerzas Verticales y Momentos



Fuerzas estabilizadoras (Kg)		Brazo de Plancha (m)		Momento estabilizador (Kg-m)	
F1=	$y \cdot a \cdot 2400 =$	480	$a/2 + 0.35 =$	0,475	Kg-M 228
F2 =	$y \cdot h \cdot 2400 =$	384	$y/2 + =$	0,40	Kg-M 153,6
F3 =	$(y \cdot 0.35/2) \cdot 2400$	336	$2/3 \cdot 0.35$	0,233	Kg-M 78,4
F4 =	$(y \cdot 0.35/2) \cdot 1750$	245	$1/3 \cdot 0.35$	0,117	Kg-M 28,6
Suma de Fv =		1445		suma de M =	488,58

Empuje Activo

$E_a = 1/2 \cdot c_a \cdot w \cdot H^2$
 $c_a = \text{Tg}^2 \cdot (45^\circ - \phi)$ 0,333
 $W_s = 1750 \text{ Kg/m}^3$
 $H = 1 \text{ m}$
 $E_a = 291,38 \text{ Kg}$

Punto de Aplicación Empuje Activo

$$d = \frac{(H^2 + 3 \cdot H \cdot h')}{3(H + 2 \cdot h')}$$

$$h' = 0$$

$$H = 1$$

$$d = \frac{H^2}{3H} =$$

$$d = \frac{1}{3} \cdot H = 0,333$$

Distancia al centro de gravedad

$$X = \text{Sumatoria de momentos} / \text{sumatoria de pesos}$$

$$x = 0,338 \text{ m}$$

Momento Horizontal

$$MH = Ea \cdot d = 97,125 \text{ m}$$

$$Z = (MH/Ea) = 0,333 \text{ m}$$

$$e = B/6 - (X - Z) = 0,129 \text{ m}$$

Exentricidad máxima; emáx

$$emáx. = \text{suma de momentos} / \text{suma de } f_v =$$

$$emáx = 0,338 \text{ m}$$

$$emáx = 0,338 > e = 0,129 \text{ Ok!}$$

$$\text{Momento de Volteo} = Ea \cdot ca = 97,028 \text{ Kg-m}$$

Cheque por Volteo =

$$F_s = (\text{momento estabilizador}) / (\text{momento de volteo})$$

$$F_s = 5,04 > 2 ; \text{ok!}$$

Cheque por deslizamiento=

$$FD = (\text{fuerza estabilizadora} \cdot f) / \text{fuerza horizontal}$$

$$FD = 2,48 > 1.5 ; \text{ok}$$

Chequeo por asentamiento del muro :

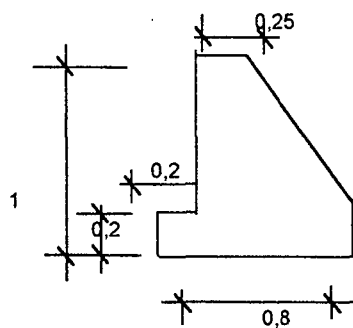
$$T = (\text{Suma de fuerza estabilizadora}) / \text{area} \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$$

$$T(+) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

$$T(-) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

No habra rotura o asentamiento del muro

DISEÑO FINAL



Especificaciones técnicas

$$W_s = 1750 \text{ Kg/M}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$f = 0,5 \text{ (arcilla)}$$

$$F_i \text{ adm.} = 1,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h.e.e = 7,5 \text{ cm}$$

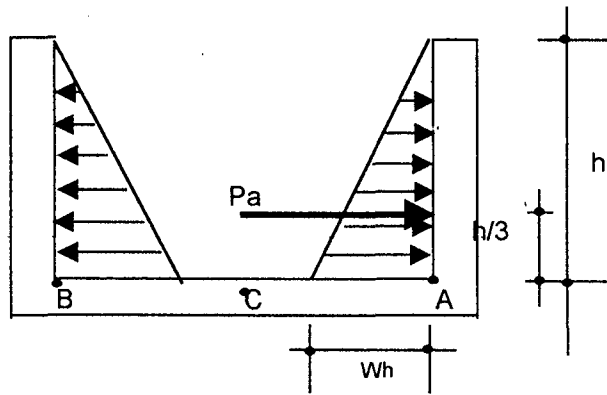
3,1,2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOA: Q=0,800m3/seg; Km 07+961,00

I. Cuerpo de canoa

A,- Dimencionamiento

Altura de canoa (h)	=	0,3 m
Ancho de canoa (b)	=	1 m
Esapesor de canoa (e)	=	0,15 m
Peso específico del concreto (C)	=	2400 Kg/m3
Peso específico del agua (w)	=	1000 Kg/m3

B,- Diagrama de cuerpo libre; canoa con agua



D,- Momento en el centro de la losa

$M_c = (1/8 * W * b^2) - M_a$

W= Peso del agua + peso de la losa

Peso del agua= $h * b * 1,00 * 1000$ 300 Kg/m

Peso de la losa= $(2 * e + b) * e * 1,00 * 2400$ 468 Kg/m

W= 768 Kg/m

$M_c =$ 96 Kg-m

E, Cálculo del acero principal de la losa

$f'c =$ 210 Kg/cm2

$f_y =$ 4200 Kg/cm2

$d_c =$ 6 cm

$b =$ 100 cm

$e =$ 15 cm

$d =$ 9 cm

$M_a = 0,90 * f'c * b * d^2 * (w(1 - 0,59))$

$a =$ 903231

$b =$ -1530900

$c =$ 450

$b^2 - 4ac =$ 2,34203E+12

$D =$ 1530368,908

$w_1 =$ 1,6946

$w_2 =$ 0,0003

$A_s = (w * (f'c / f_y) * b * d)$ 0,0132 cm2

$$As' = 0,0018 * b * e = 2,7 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S3/8 = (100 * Ab) / As = 26,30 \text{ cm}$$

$$S1/2 = (100 * Ab) / As = 47,78 \text{ cm}$$

$$S5/8 = (100 * Ab) / As = 74,07 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 3 * d = 27 \text{ cm}$$

$$S_{ma} = 45 \text{ cm, tomamos el menor}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

Acero en losa de canoa = Refuerzo de 3/8" @ 0,25m

II, Viga lateral de canoa

A, Dimencionamiento

$$\text{Ancho de la viga (b)} = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Altura de la viga (h)} = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del concreto (C)} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

B, Metrado de cargas

$$\text{Peso propio de la viga (Kg/m)} = b * h * 2400 = 162 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso losa y peso del agua en cada viga lateral (Kg/m)} = 150 \text{ Kg/m}$$

C, Momento en la viga lateral

$$Mu = 1/8 * W * L^2$$

$$W = \text{peso viga} + (\text{peso losa} + \text{peso del agua en cada viga}) = 312 \text{ Kg/m}$$

$$L = \text{luz de la viga} = 3,25 \text{ m}$$

$$Mu = 411,94 \text{ Kg-m} = 0,412 \text{ Tn-m}$$

D, Cálculo del área de acero principal

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$dc = 6 \text{ cm} = 0,09 \text{ m}$$

$$h = 45 \text{ cm} = 0,45 \text{ m}$$

$$d = 39 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$

$$b = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

Primero determinaremos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente

reforzada ($0,75P_b$). De la tabla K_u Vs. P , para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ tenemos:

Valor máximo de $p = 0,0001$, para $K_u = 0,0004$; momento máximo con $p = 0,75P_b$

$Mu = K_u * b * d^2$, como sabemos que el refuerzo va a ser importante trabajamos con 2 capas de acero, lo cual conlleva a considerar:

$$K_u = Mu / (b * d^2) = 0,0180556$$

$$Mu = K_u * b * d^2 = 0,0004 \text{ Tn-m}$$

$$As = p * b * d = 0,06 \text{ cm}^2$$

Como el momento aplicado es de $411,94 \text{ Kg-cm}$ y como con el refuerzo máximo en tracción solo resiste $0,40 \text{ Kg-cm}$, debe recurrirse a refuerzo adicional superior e inferior con el fin de resistir el remanente:

$$Mu_{\text{remanente}} = 0,41 \text{ Tn-m} = 411,649 \text{ Kg-cm}$$

$$Mu = As * fy * (d - d') * 0,90$$

$$Mu = A's * 4200 * (36 - 6) * 0,90$$

$$A's = 0,00 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto para resistir un momento de $0,412 \text{ Tn-m}$ se requieren:

$$As_{\text{tracción}} = 0,06 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{compresión}} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo} = 0,0033 * b * d = 1,93 \text{ cm}^2$$

E, Cálculo del acero transversal

El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, ver fig. No.

Estará constituido por estribos cerrados de diámetro **mínimo 3/8"**

La zona de confinamiento será de $2d$, medida desde la cara del nudo hacia el centro de luz.

Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento S_o que no se exceda del menor de los siguientes valores:

- | | |
|---|---------|
| 1) $0,25 d$ | 9,75 cm |
| 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, | 8 cm |
| 3) 30,0 cm | 30 cm |

El primer estribo deberá colocarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm

II ESTRIBO DE CANOA

canoa: Km 07+961,00

$\theta =$	Angulo de fricción interna =	30°
$\gamma_{Adm} =$	Capacidad admisible de carga del suelo =	1,6 Kg/cm ²
$c =$	Peso unitario de concreto =	2400 Kg/M ³
$W_s =$	Peso unitario del suelo =	1750 Kg/M ³
$f =$	Coefficiente de fricción del suelo (arcilla) =	0,5
$e =$	Espesor del muro =	0,15 M
$h =$	Altura del muro =	0,3 M
$b =$	Ancho de la canoa =	1 M
$\Gamma =$	Peso específico del agua	1000 Kg/M ³
$l =$	longitud de la canoa	3,25 M

A- Cálculo de la fuerza cortante

Por Peso Propio (de una porción de muro de 1.00 M de longitud)

$$\text{Peso de Muros} = e \cdot h \cdot 1.00 \cdot c \cdot 2$$

$$\text{Peso de Muros} = 216 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de losa} = (b + 2 \cdot e) \cdot e \cdot 1.00 \cdot c$$

$$\text{Peso de losa} = 468 \text{ Kg/m}$$

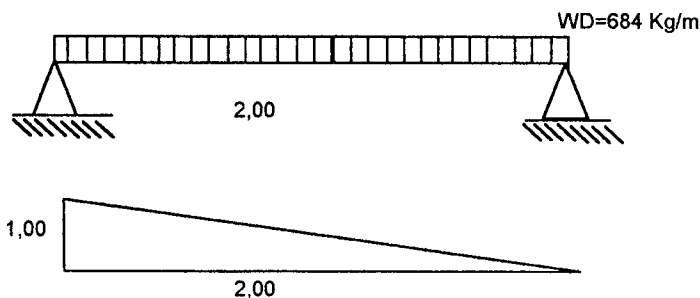
$$\text{Peso Muerto} = 684$$

Por sobre carga, s/c

$$\text{Peso del agua} = h \cdot b \cdot \Gamma$$

$$\text{Peso del agua} = 300 \text{ Kg/m}$$

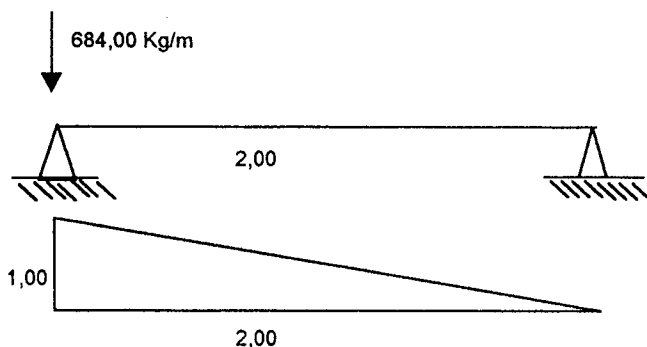
Cortante por peso propio: V_D



$$V_D = (WD \cdot l) / 2$$

$$V_D = 1111,5 \text{ Kg}$$

Cortante por sobre carga



$$V_{s/c} = (WD \cdot 1.00) / 2$$

$$V_{s/c} = 342 \text{ Kg.}$$

$$R(\text{máx}) = 1453,5$$

B - CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

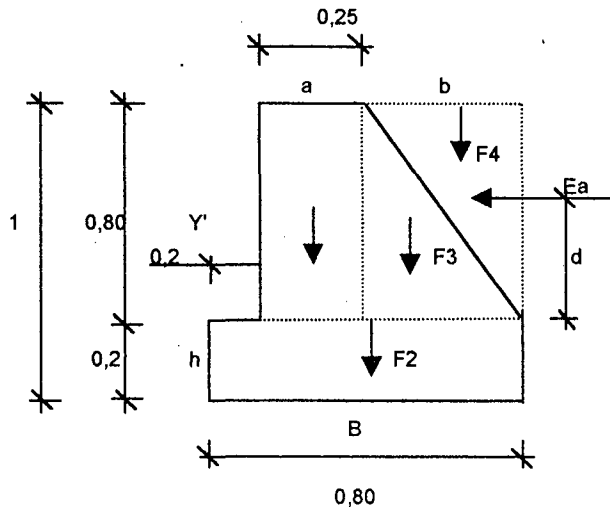
0.4 FY > = ((0.15*Rmáx)*a/(0.25* Γ^* *d²*n))
donde :
Rmáx. = reacción a la superestructura. (VD+VS/C) Rmáx. = 1453,5
d = diámetro de la varilla de acero corrugado
n = número de varillas necesarias 17
fy = 60,000 lb./pulg.²
0.40*60 000= 353,4472
n= 0,014726965 consideramos, n=1

C.-Longitud de la varilla

36 Diámetros= 18
Longitud varilla 0,4572
Long. Varilla 0,45 m, Diámetro 1/2"

D.- Cálculo del estribo

Fuerzas Verticales y Momentos



Fuerzas estabilizadoras (Kg)		Brazo de Plancha (m)		Momento estabilizador (Kg-m)	
F1=	y*a*2400= 480	a/2+0.35 =	0,475	Kg-M	228
F2 =	y*h*2400 = 384	y/2+ =	0,40	Kg-M	153,6
F3 =	(y*0.35/2)*2400 336	2/3*0.35	0,233	Kg-M	78,4
F4 =	(y*0.35/2)*1750 245	1/3*0.35	0,117	Kg-M	28,6
Suma de Fv = 1445				suma de M =	488,58

Empuje Activo

Ea = 1/2*ca*w*H²
ca = Tg²*(45°-Ø) 0,333
Ws= 1750 Kg/m3
H = 1 m
Ea = 291,38 Kg

Punto de Aplicación Empuje Activo

$$d = \frac{(H^2 + 3Hh')}{3(H + 2h')}$$

$$h' = 0$$

$$H = 1$$

$$d = \frac{H^2}{3H} =$$

$$d = \frac{1}{3} \cdot H = 0,333$$

Distancia al centro de gravedad

X = Sumatoria de momentos/ sumatoria de pesos

$$x = 0,338 \text{ m}$$

Momento Horizontal

$$MH = Ea \cdot d = 97,125 \text{ m}$$

$$Z = (MH/Ea) = 0,333 \text{ m}$$

$$e = B/6 - (X - Z) = 0,129 \text{ m}$$

Exentricidad máxima; emáx

emáx. = suma de momentos / suma de fv =

$$emáx = 0,338 \text{ m}$$

$$emáx = 0,338 > e = 0,129 \text{ Ok!}$$

$$\text{Momento de Volteo} = Ea \cdot ca = 97,028 \text{ Kg-m}$$

Cheque por Volteo =

Fs = (momento estabilizador) / (momento de volteo)

$$Fs = 5,04 > 2 ; \text{ ok!}$$

Cheque por deslizamiento=

FD = (fuerza estabilizadora * f) / fuerza horizontal

$$FD = 2,48 > 1,5 ; \text{ ok}$$

Chequeo por asentamiento del muro :

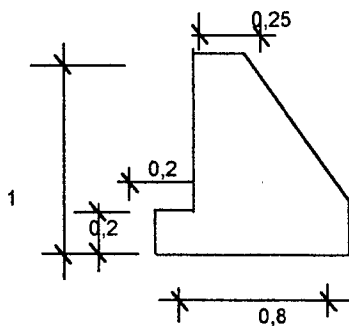
T = (Suma de fuerza estabilizadora) / area * (1 + 6 * e / B)

$$T(+) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ ok.}$$

$$T(-) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ ok.}$$

No habra rotura o asentamiento del muro

DISEÑO FINAL



Especificaciones técnicas

$$Ws = 1750 \text{ Kg/M}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$f = 0,5 \text{ (arcilla)}$$

$$Fi \text{ adm.} = 1,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h.e.e = 7,5 \text{ cm}$$

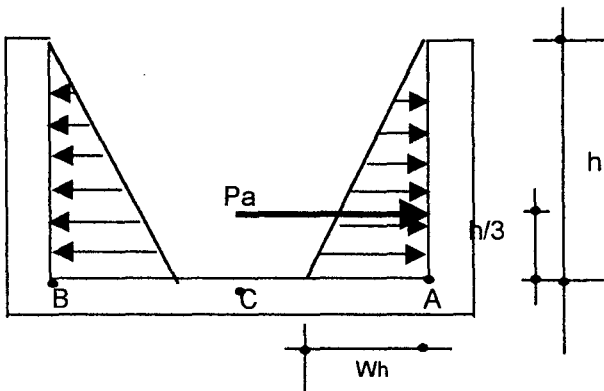
3,1,2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOA: Q=1,00 m3/seg; Km 08+423,00

I. Cuerpo de canoa

A,- Dimencionamiento

Altura de canoa (h)	=	0,4 m
Ancho de canoa (b)	=	1 m
Esapesor de canoa (e)	=	0,2 m
Peso específico del concreto (C)	=	2400 Kg/m3
Pes específico del agua (w)	=	1000 Kg/m3

B,- Diagrama de cuerpo libre; canoa con agua



D,- Momento en el centro de la losa

$Mc = (1/8 * W * b^2) - Ma$

W= Peso del agua + peso de la losa

Peso del agua= $h * b * 1,00 * 1000$ 400 Kg/m

Peso de la losa= $(2 * e + b) * e * 1,00 * 2400$ 27653760000

W= 27653760400

Mc= 3456720050

E, Cálculo del acero principal de la losa

$f'c =$ 210

$fy =$ 4200

$dc =$ 6

$b =$ 100

$e =$ 20

$d =$ 14

$Ma = 0,90 * f'c * b * d^2 * (w(1 - 0,59))$

$a =$ 2185596

$b =$ -3704400

$c =$ 450

$b^2 - 4ac =$ 1,37186E+13

$D =$ 3703868,962

$w1 =$ 1,6948

$w2 =$ 0,0001

$As = (w * (f'c / fy) * b * d)$ 0,0085 cm2

Acero mínimo

$As' = 0,0018 \cdot b \cdot e =$	3,6 cm ²
Espaciamiento	
$S3/8 = (100 \cdot Ab) / As$	19,72 cm
$S1/2 = (100 \cdot Ab) / As$	35,83 cm
$S5/8 = (100 \cdot Ab) / As$	55,56 cm
$S_{max} = 3 \cdot d$	42 cm
$S_{ma} = 45 \text{ cm}$	45 cm, tomamos el menor

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:
 Acero en losa de canoa=Refuerzo de 3/8" @ 0,20m

II,Viga lateral de canoa

A, Dimencionamiento

Ancho de la viga (b)	0,2 m
Altura de la viga (h)	0,6 m
Peso específico del concreto (C)	2400 kg/m ³

B,Metrado de cargas

Peso propio de la viga (Kg/m)= $b \cdot h \cdot 2400$	288 Kg/m
Peso losa y peso del agua en cada viga lateral (Kg/m)	200 Kg/m

C, Momento en la viga lateral

$M_u = 1/8 \cdot W \cdot L^2$	
$W = \text{peso viga} + (\text{peso losa} + \text{peso del agua en cada viga})$	488 Kg/m
$L = \text{luz de la viga}$	3,25 m
$M_u =$	644,31 Kg-m = 0,64 Tn-m

D,Cálculo del área de acero principal

$f'c =$	210 Kg/cm ²	
$f_y =$	4200 Kg/cm ²	
$d_c =$	6 cm	= 0,06 m
$h =$	60 cm	= 0,6 m
$d =$	54 cm	= 0,54 m
$b =$	20 cm	= 0,2 m

Primero determinaremos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente reforzada (0,75Pb). De la tabla Ku Vs. P, para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ tenemos:
 Valor máximo de $p = 0,0001$, para $K_u = 0,011$; momento máximo con $p = 0,75Pb$
 $M_u = K_u \cdot b \cdot d^2$, como sabemos que el refuerzo va a ser importante trabajamos con 2 capas de acero, lo cual conlleva a considerar:

$K_u = M_u / (b \cdot d^2)$	0,0110479
$M_u = K_u \cdot b \cdot d^2$	0,0006 Tn-m
$As = p \cdot b \cdot d$	0,11 cm ²

Como el momento aplicado es de 644,31Kg-cm y como con el refuerzo máximo en tracción solo resiste 0,60 Kg-cm , debe recurrirse a refuerzo adicional superior e inferior con el fin de resistir el remanente:

$M_u \text{ remanente} =$	0,64 Tn-m	639,356 Kg-cm
$M_u = As \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot 0,90$		
$M_u = A's \cdot 4200 \cdot (36 - 6) \cdot 0,90$		
$A's =$	0,00 cm ²	
Por lo tanto para resistir un momento de 0,412 Tn-m se requieren:		
$As \text{ tracción} =$	0,11 cm ²	
$As \text{ compresión} =$	0,00 cm ²	
$\text{Acero mínimo} = 0,0033 \cdot b \cdot d$	3,56 cm ²	

E,Cálculo del acero transversal

El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, ver fig. No.
 Estará constituido por estribos cerrados de diámetro **mínimo 3/8"**
 La zona de confinamiento será de 2d, medida desde la cara del nudo hacia el centro de luz.

Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento S_o que no se exceda del menor de los siguientes valores:

- | | |
|---|---------|
| 1) $0,25 d$ | 13,5 cm |
| 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, | 8 cm |
| 3) 30,0 cm | 30 cm |

El primer estribo deberá colocarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm

II ESTRIBO DE CANOA

canoa: Km 08+423,00

$\theta =$	Angulo de fricción interna =	30°
$\gamma_{Adm} =$	Capacidad admisible de carga del suelo =	1,6 Kg/cm ²
$c =$	Peso unitario de concreto =	2400 Kg/M ³
$W_s =$	Peso unitario del suelo =	1750 Kg/M ³
$f =$	Coefficiente de fricción del suelo (arcilla) =	0,5
$e =$	Espesor del muro =	0,15 M
$h =$	Altura del muro =	0,3 M
$b =$	Ancho de la canoa =	1 M
$\Gamma =$	Peso especifico del agua	1000 Kg/M ³
$l =$	longitud de la canoa	3,25 M

A- Cálculo de la fuerza cortante

Por Peso Propio (de una porción de muro de 1.00 M de longitud)

Peso de Muros = $e \cdot h \cdot 1.00 \cdot c \cdot 2$

Peso de Muros = 216 Kg/m

Peso de losa = $(b + 2 \cdot e) \cdot e \cdot 1.00 \cdot c$

Peso de losa = 468 Kg/m

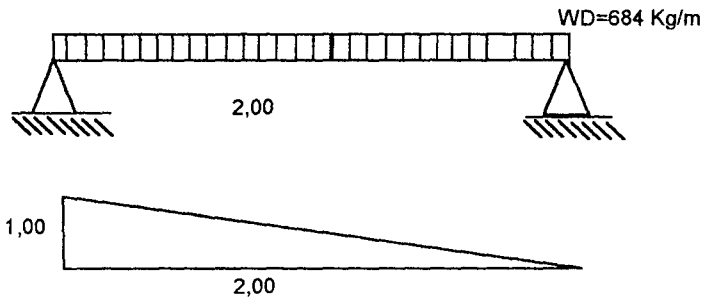
Peso Muerto = 684

Por sobre carga, s/c

Peso del agua = $h \cdot b \cdot \Gamma$

Peso del agua = 300 Kg/m

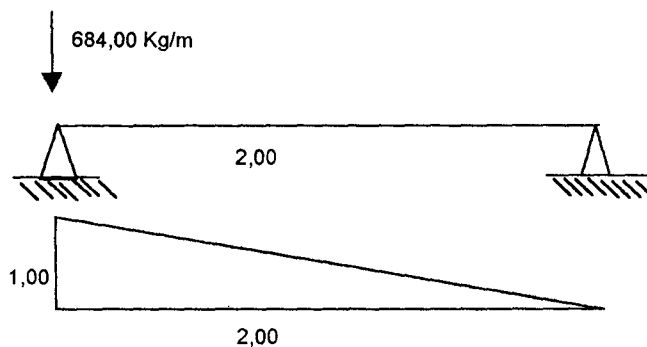
Cortante por peso propio: V_D



$V_D = (WD \cdot l) / 2$

$V_D = 1111,5 \text{ Kg}$

Cortante por sobre carga



$V_{s/c} = (WD \cdot 1.00) / 2$

$V_{s/c} = 342 \text{ Kg.}$

$R(\text{máx}) = 1453,5$

B - CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

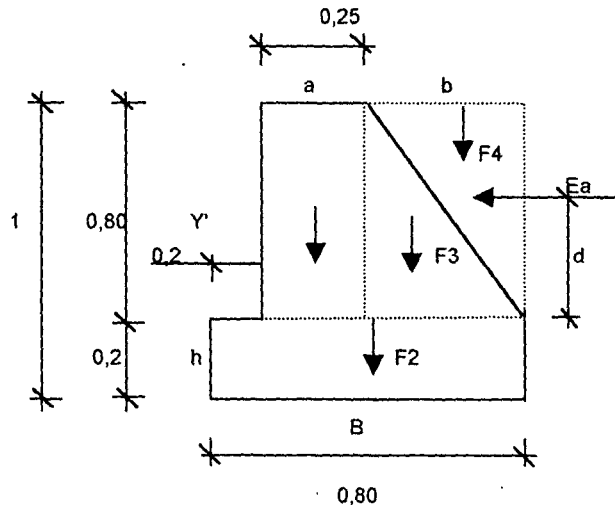
0.4 FY > = ((0.15*Rmáx)*a/(0.25* Γ^2 *d²*n))
donde :
Rmáx. = reacción a la superestructura. (VD+VS/C) Rmáx. = 1453,5
d = diámetro de la varilla de acero corrugado
n = número de varillas necesarias 17
fy = 60,000 lb./pulg.²
0.40*60 000= 353,4472
n= 0,014726965 consideramos, n=1

C.-Longitud de la varilla

36 Diámetros= 18
Longitud varilla 0,4572
Long. Varilla 0,45 m, Diámetro 1/2"

D.- Cáculo del estribo

Fuerzas Verticales y Momentos



Fuerzas estabilizadoras (Kg)		Brazo de Plancha (m)		Momento estabilizador (Kg-m)	
F1=	y*a*2400= 480	a/2+0.35 =	0,475	Kg-M	228
F2 =	y*h*2400 = 384	y/2+ =	0,40	Kg-M	153,6
F3 =	(y*0.35/2)*2400 336	2/3*0.35	0,233	Kg-M	78,4
F4 =	(y*0.35/2)*1750 245	1/3*0.35	0,117	Kg-M	28,6
Suma de Fv = 1445				suma de M =	488,58

Empuje Activo

Ea = 1/2*ca*w*H²
ca = Tg²*(45°-Ø) 0,333
Ws= 1750 Kg/m3
H = 1 m
Ea = 291,38 Kg

Punto de Aplicación Empuje Activo

$$d = \frac{(H^2 + 3Hh')/3(H + 2h')}{1} = 0,333$$
$$d = \frac{H^2/3H}{1/3 \cdot H} = 0,333$$

Distancia al centro de gravedad

X = Sumatoria de momentos / sumatoria de pesos

$$x = 0,338 \text{ m}$$

Momento Horizontal

$$MH = Ea \cdot d = 97,125 \text{ m}$$

$$Z = (MH/Ea) = 0,333 \text{ m}$$

$$e = B/6 - (X - Z) = 0,129 \text{ m}$$

Exentricidad máxima; emáx

$$emáx. = \text{suma de momentos} / \text{suma de } fv =$$

$$emáx = 0,338 \text{ m}$$

$$emáx = 0,338 > e = 0,129 \text{ Ok!}$$

$$\text{Momento de Volteo} = Ea \cdot ca = 97,028 \text{ Kg-m}$$

Cheque por Volteo =

$$Fs = (\text{momento estabilizador}) / (\text{momento de volteo})$$

$$Fs = 5,04 > 2 ; \text{ok!}$$

Cheque por deslizamiento =

$$FD = (\text{fuerza estabilizadora} \cdot f) / \text{fuerza horizontal}$$

$$FD = 2,48 > 1,5 ; \text{ok}$$

Chequeo por asentamiento del muro :

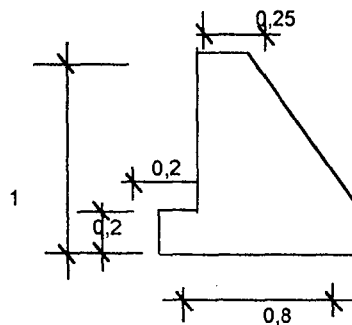
$$T = (\text{Suma de fuerza estabilizadora}) / \text{area} \cdot (1 + 6 \cdot e / B)$$

$$T(+) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

$$T(-) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

No habra rotura o asentamiento del muro

DISEÑO FINAL



Especificaciones tecnicas

Ws =	1750 Kg/M3
ϕ =	30°
f =	0,5 (arcilla)
Fi adm. =	1,6 Kg/cm ²
f'c =	175 Kg/cm ²
fy =	4200 Kg/cm ²
h.e.e =	7,5 cm

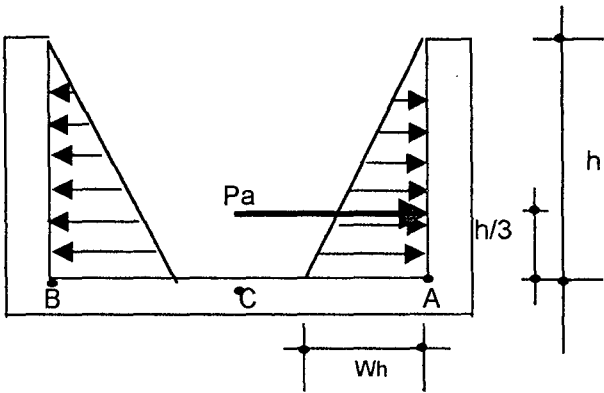
3,1,2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOA: Q=1,50 m3/seg; Km 11+213,00

I. Cuerpo de canoa

A,- Dimensionamiento

Altura de canoa (h)	=	0,4 m
Ancho de canoa (b)	=	2 m
Esapesor de canoa (e)	=	0,2 m
Peso específico del concreto (C)	=	2400 Kg/m3
Peso específico del agua (w)	=	1000 Kg/m3

B,- Diagrama de cuerpo libre; canoa con agua



D,- Momento en el centro de la losa

$M_c = (1/8 \cdot W \cdot b^2) - M_a$

W= Peso del agua + peso de la losa

Peso del agua= $h \cdot b \cdot 1,00 \cdot 1000$ 800 kg/m

Peso de la losa= $(2 \cdot e + b) \cdot e \cdot 1,00 \cdot 2400$ 1152 kg/m

W= 1952 kg/m

$M_c =$ 976 Kg-m

E, Cálculo del acero principal

Losa

$f_c =$ 210 Kg/cm²

$f_y =$ 4200 Kg/cm²

$d_c =$ 6 cm

$b =$ 100 cm

$e =$ 15 cm

$d =$ 9 cm

$M_a = 0,90 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \cdot (w(1 - 0,59))$

$a =$ 903231

$b =$ -1530900

$c =$ 450

$b^2 - 4ac =$ 2,34203E+12

$D =$ 1530368,908

$w_1 =$ 1,6946

$w_2 =$ 0,0003

$A_s = (w \cdot (f_c / f_y) \cdot b \cdot d)$ 0,0132 cm²

Acero mínimo

$$As' = 0,0018 \cdot b \cdot e = 2,7 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S3/8 = (100 \cdot Ab) / As = 26,30 \text{ cm}$$

$$S1/2 = (100 \cdot Ab) / As = 47,78 \text{ cm}$$

$$S5/8 = (100 \cdot Ab) / As = 74,07 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 3 \cdot d = 27 \text{ cm}$$

$$S_{ma} = 45 \text{ cm}, \text{ tomamos el menor}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

Acero en losa de canoa = Refuerzo de 3/8" @ 0,25m

II, Viga lateral de canoa

A, Dimencionamiento

$$\text{Ancho de la viga (b)} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Altura de la viga (h)} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del concreto (C)} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

B, Metrado de cargas

$$\text{Peso propio de la viga (Kg/m)} = b \cdot h \cdot 2400 = 288 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso losa y peso del agua en cada viga lateral (Kg/m)} = 400 \text{ Kg/m}$$

C, Momento en la viga lateral

$$Mu = 1/8 \cdot W \cdot L^2$$

$$W = \text{peso viga} + (\text{peso losa} + \text{peso del agua en cada viga}) = 688 \text{ Kg/m}$$

$$L = \text{luz de la viga} = 2,00 \text{ m}$$

$$Mu = 344,00 \text{ Kg-m} = 0,34 \text{ Tn-m}$$

D, Cálculo del área de acero principal

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$dc = 6 \text{ cm} = 0,06 \text{ m}$$

$$h = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$$

$$d = 54 \text{ cm} = 0,54 \text{ m}$$

$$b = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m}$$

Primero determinaremos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente reforzada (0,75Pb). De la tabla Ku Vs. P, para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ tenemos:

Valor máximo de $p = 0,0001$, para $Ku = 0,0004$; momento máximo con $p = 0,75Pb$

$Mu = Ku \cdot b \cdot d^2$, como sabemos que el refuerzo va a ser importante trabajamos con 2 capas de acero, lo cual conlleva a considerar:

$$Ku = Mu / (b \cdot d^2) = 0,0058985$$

$$Mu = Ku \cdot b \cdot d^2 = 0,0003 \text{ Tn-m}$$

$$As = p \cdot b \cdot d = 0,11 \text{ cm}^2$$

Como el momento aplicado es de 411,94 Kg-cm y como con el refuerzo máximo en tracción solo resiste 0,40 Kg-cm, debe recurrirse a refuerzo adicional superior e inferior con el fin de resistir el remanente:

$$Mu_{\text{remanente}} = 0,34 \text{ Tn-m} = 339,656 \text{ Kg-cm}$$

$$Mu = As \cdot fy \cdot (d - d') \cdot 0,90$$

$$Mu = A's \cdot 4200 \cdot (36 - 6) \cdot 0,90$$

$$A's = 0,00 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto para resistir un momento de 0,412 Tn-m se requieren:

$$As_{\text{tracción}} = 0,11 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{compresión}} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo} = 0,0033 \cdot 3,56 \text{ cm}^2$$

E, Cálculo del acero transversal

El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, ver fig. No.

Estará constituido por estribos cerrados de diámetro **mínimo 3/8"**

La zona de confinamiento será de $2d$, medida desde la cara del nudo hacia el centro de luz.

Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento S_o que no se exceda del menor de los siguientes valores:

- | | |
|---|---------|
| 1) $0,25 d$ | 13,5 cm |
| 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, | 8 cm |
| 3) 30,0 cm | 30 cm |

El primer estribo deberá colocarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm

II ESTRIBO DE CANOA

canoa: Km 11+213,00

$\theta =$	Angulo de fricción interna =	30°
$\gamma_{Adm} =$	Capacidad admisible de carga del suelo =	1,6 Kg/cm ²
$c =$	Peso unitario de concreto =	2400 Kg/M ³
$W_s =$	Peso unitario del suelo =	1750 Kg/M ³
$f =$	Coefficiente de fricción del suelo (arcilla) =	0,5
$e =$	Espesor del muro =	0,15 M
$h =$	Altura del muro =	0,3 M
$b =$	Ancho de la canoa =	1 M
$\Gamma =$	Peso especifico del agua	1000 Kg/M ³
$l =$	longitud de la canoa	2 M

A- Cálculo de la fuerza cortante

Por Peso Propio (de una porción de muro de 1.00 M de longitud)

Peso de Muros = $e \cdot h \cdot 1.00 \cdot c \cdot 2$

Peso de Muros = 216 Kg/m

Peso de losa = $(b + 2 \cdot e) \cdot e \cdot 1.00 \cdot c$

Peso de losa = 468 Kg/m

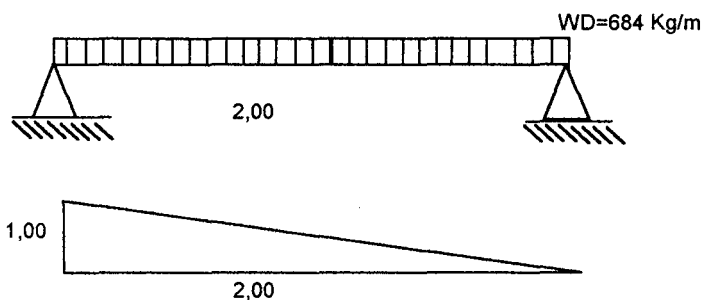
Peso Muerto = 684

Por sobre carga, s/c

Peso del agua = $h \cdot b \cdot \Gamma$

Peso del agua = 300 Kg/m

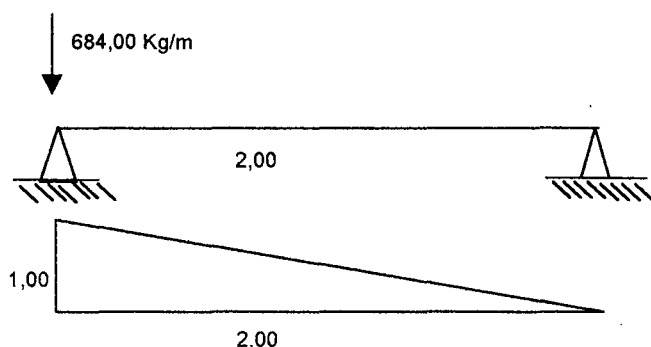
Cortante por peso propio: V_D



$V_D = (WD \cdot l) / 2$

$V_D = 684 \text{ Kg}$

Cortante por sobre carga



$V_{s/c} = (WD \cdot 1.00) / 2$

$V_{s/c} = 342 \text{ Kg.}$

$R(\text{máx}) = 1026$

B - CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

$0.4 F_Y \geq ((0.15 \cdot R_{\text{máx}}) \cdot a / (0.25 \cdot f_T \cdot d^2 \cdot n))$

donde :

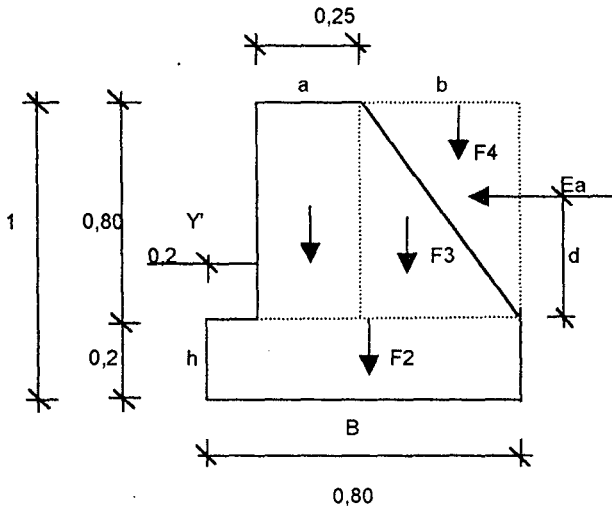
R_{máx.} = reacción a la superestructura. (VD+VS/C) R_{máx.} = 1026
d = diámetro de la varilla de acero corrugado
n = número de varillas necesarias 17
f_y = 60,000 lb./pulg.²
0,40*60 000= 249,4921
n= 0,010395505 consideramos, n=1

C.-Longitud de la varilla

36 Diámetros= 18
Longitud varilla 0,4572
Long. Varilla 0,45 m, Diámetro 1/2"

D.- Cálculo del estribo

Fuerzas Verticales y Momentos



Fuerzas estabilizadoras (Kg)		Brazo de Plancha (m)		Momento estabilizador (Kg-m)	
F1=	y*a*2400= 480	a/2+0.35 =	0,475	Kg-M	228
F2 =	y*h*2400 = 384	y/2+ =	0,40	Kg-M	153,6
F3 =	(y*0.35/2)*2400 336	2/3*0.35	0,233	Kg-M	78,4
F4 =	(y*0.35/2)*1750 245	1/3*0.35	0,117	Kg-M	28,6
Suma de Fv = 1445				suma de M =	488,58

Empuje Activo

Ea = 1/2*ca*w*H²
ca = Tg²*(45°-Ø) 0,333
Ws= 1750 Kg/m3
H = 1 m
Ea = 291,38 Kg

Punto de Aplicación Empuje Activo

$$d = \frac{(H^2 + 3 \cdot H \cdot h')}{3(H + 2 \cdot h')}$$
$$h' = 0$$
$$H = 1$$
$$d = \frac{H^2}{3H} =$$
$$d = \frac{1}{3} \cdot H = 0,333$$

Distancia al centro de gravedad

X = Sumatoria de momentos / sumatoria de pesos

$$x = 0,338 \text{ m}$$

Momento Horizontal

$$MH = Ea \cdot d = 97,125 \text{ m}$$

$$Z = (MH/Ea) = 0,333 \text{ m}$$

$$e = B/6 - (X - Z) = 0,129 \text{ m}$$

Exentricidad máxima; emáx

$$emáx. = \text{suma de momentos} / \text{suma de } f_v =$$

$$emáx = 0,338 \text{ m}$$

$$emáx = 0,338 > e = 0,129 \text{ Ok!}$$

$$\text{Momento de Volteo} = Ea \cdot ca = 97,028 \text{ Kg-m}$$

Cheque por Volteo =

$$Fs = (\text{momento estabilizador}) / (\text{momento de volteo})$$

$$Fs = 5,04 > 2 ; \text{ok!}$$

Cheque por deslizamiento =

$$FD = (\text{fuerza estabilizadora} \cdot f) / \text{fuerza horizontal}$$

$$FD = 2,48 > 1,5 ; \text{ok}$$

Chequeo por asentamiento del muro :

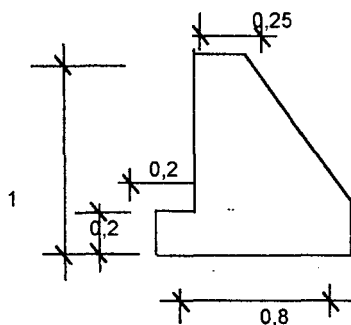
$$T = (\text{Suma de fuerza estabilizadora}) / \text{area} \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$$

$$T(+) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

$$T(-) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

No habra rotura o asentamiento del muro

DISEÑO FINAL



Especificaciones técnicas

Ws =	1750 Kg/M3
ϕ =	30°
f =	0,5 (arcilla)
Fi adm. =	1,6 Kg/cm ²
f'c =	175 Kg/cm ²
fy =	4200 Kg/cm ²
h.e.e =	7,5 cm

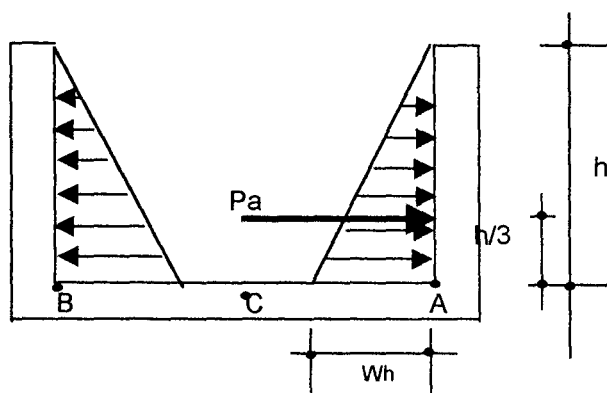
3,1,2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOA: $Q=1,00\text{m}^3/\text{seg}$; Km 11+575,00

I. Cuerpo de canoa

A.- Dimencionamiento

Altura de canoa (h)	=	0,4 m
Ancho de canoa (b)	=	1 m
Esapesor de canoa (e)	=	0,2 m
Peso específico del concreto (C)	=	2400 Kg/m ³
Peso específico del agua (w)	=	1000 Kg/m ³

B.- Diagrama de cuerpo libre; canoa con agua



D.- Momento en el centro de la losa

$$M_c = (1/8 * W * b^2) - M_a$$

W= Peso del agua + peso de la losa

$$\text{Peso del agua} = h * b * 1,00 * 1000 \quad 400 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de la losa} = (2 * e + b) * e * 1,00 * 2400 \quad 672 \text{ Kg/m}$$

$$W = 1072 \text{ Kg/m}$$

$$M_c = 134 \text{ Kg-m}$$

E, Cálculo del acero principal

Losa

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_c = 6 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

$$M_a = 0,90 * f_c * b * d^2 * (w(1 - 0,59))$$

$$a = 903231$$

$$b = -1530900$$

$$c = 450$$

$$b^2 - 4ac = 2,34203E+12$$

$$D = 1530368,908$$

$$w_1 = 1,6946$$

$$w_2 = 0,0003$$

$$A_s = (w * (f_c / f_y) * b * d) \quad 0,0132 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo	
$A_s = 0,0018 \cdot b \cdot e =$	2,7 cm ²
Espaciamiento	
$S_{3/8} = (100 \cdot A_b) / A_s$	26,30 cm
$S_{1/2} = (100 \cdot A_b) / A_s$	47,78 cm
$S_{5/8} = (100 \cdot A_b) / A_s$	74,07 cm
$S_{max} = 3 \cdot d$	27 cm
$S_{ma} = 45 \text{ cm}$	45 cm, tomamos el menor

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

Acero en losa de canoa=Refuerzo de 3/8" @ 0,25m

II, Viga lateral de canoa

A, Dimencionamiento

Ancho de la viga (b) m	0,2 m
Altura de la viga (h) m	0,6 m
Peso específico del concreto (C)	2400 Kg/m ³

B, Metrado de cargas

Peso propio de la viga = $b \cdot h \cdot 2400$	288 Kg/m
Peso losa y peso del agua en cada viga lateral	200 Kg/m

C, Momento en la viga lateral

$M_u = 1/8 \cdot W \cdot L^2$		
$W = \text{peso viga} + (\text{peso losa} + \text{peso del agua en cada viga})$	488 Kg/m	
$L = \text{luz de la viga}$	2,00 m	
$M_u =$	244,00 Kg-m	0,24 Tn-m

D, Cálculo del área de acero principal

$f'_c =$	210 Kg/cm ²	
$f_y =$	4200 Kg/cm ²	
$d_c =$	6 cm =	0,06 m
$h =$	60 cm =	0,6 m
$d =$	54 cm =	0,54 m
$b =$	20 cm =	0,2 m

Primero determinaremos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente reforzada (0,75P_b). De la tabla K_u Vs. P, para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ tenemos:

Valor máximo de $p = 0,0001$, para $K_u = 0,0004$; momento máximo con $p = 0,75P_b$

$M_u = K_u \cdot b \cdot d^2$, como sabemos que el refuerzo va a ser importante trabajamos con 2 capas de acero, lo cual conlleva a considerar:

$K_u = M_u / (b \cdot d^2)$	0,0041838
$M_u = K_u \cdot b \cdot d^2$	0,0002 Tn-m
$A_s = p \cdot b \cdot d$	0,11 cm ²

Como el momento aplicado es de 244,00 Kg-cm y como con el refuerzo máximo en tracción solo resiste 0,20 Kg-cm, debe recurrirse a refuerzo adicional superior e inferior con el fin de resistir el remanente:

$M_u \text{ remanente} =$	0,24 Tn-m	239,756 Kg-cm
$M_u = A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot 0,90$		
$M_u = A_s \cdot 4200 \cdot (36 - 6) \cdot 0,90$		
$A_s =$	0,00 cm ²	

Por lo tanto para resistir un momento de 0,412 Tn-m se requieren:

$A_s \text{ tracción} =$	0,11 cm ²
$A_s \text{ compresión} =$	0,00 cm ²
Acero mínimo = $0,0033 \cdot b \cdot d$	3,56 cm ²

E, Cálculo del acero transversal

El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, ver fig. No.

Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8"

La zona de confinamiento será de $2d$, medida desde la cara del nudo hacia el centro de luz.

Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento S_o que no se exceda del menor de los siguientes valores:

- | | |
|---|---------|
| 1) $0,25 d$ | 13,5 cm |
| 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, | 8 cm |
| 3) 30,0 cm | 30 cm |

El primer estribo deberá colocarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm

II ESTRIBO DE CANOA

canoa: Km 11+760,00

$\theta =$	Angulo de fricción interna =	30°
$\gamma_{Adm} =$	Capacidad admisible de carga del suelo =	1,6 Kg/cm ²
$c =$	Peso unitario de concreto =	2400 Kg/M ³
$W_s =$	Peso unitario del suelo =	1750 Kg/M ³
$f =$	Coefficiente de fricción del suelo (arcilla) =	0,5
$e =$	Espesor del muro =	0,15 M
$h =$	Altura del muro =	0,3 M
$b =$	Ancho de la canoa =	1 M
$\Gamma =$	Peso específico del agua	1000 Kg/M ³
$l =$	longitud de la canoa	2 M

A- Cálculo de la fuerza cortante

Por Peso Propio (de una porción de muro de 1.00 M de longitud)

$$\text{Peso de Muros} = e \cdot h \cdot 1.00 \cdot c \cdot 2$$

$$\text{Peso de Muros} = 216 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de losa} = (b + 2 \cdot e) \cdot e \cdot 1.00 \cdot c$$

$$\text{Peso de losa} = 468 \text{ Kg/m}$$

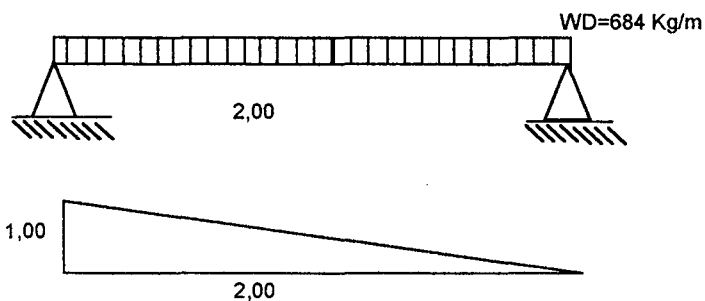
$$\text{Peso Muerto} = 684$$

Por sobre carga, s/c

$$\text{Peso del agua} = h \cdot b \cdot \Gamma$$

$$\text{Peso del agua} = 300 \text{ Kg/m}$$

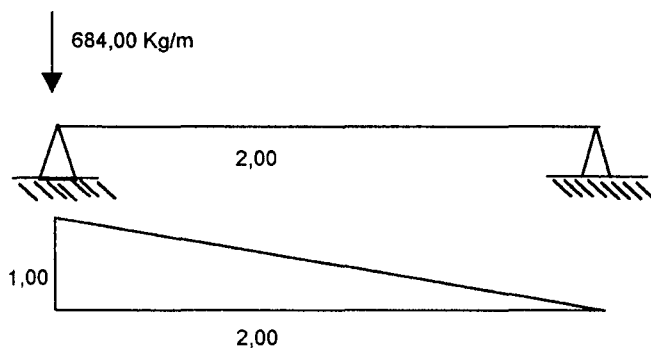
Cortante por peso propio: V_D



$$V_D = (WD \cdot l) / 2$$

$$V_D = 684 \text{ Kg}$$

Cortante por sobre carga



$$V_{s/c} = (WD \cdot 1.00) / 2$$

$$V_{s/c} = 342 \text{ Kg.}$$

$$R(\text{máx}) = 1026$$

B - CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

$$0.4 F_Y \geq ((0.15 \cdot R_{\text{máx}}) \cdot a / (0.25 \cdot \Gamma \cdot d^2 \cdot n))$$

donde :

$R_{\text{máx.}}$ = reacción a la superestructura. (VD+VS/C) $R_{\text{máx.}}$ = 1026

d = diámetro de la varilla de acero corrugado

n = número de varillas necesarias 17

f_y = 60,000 lb./pulg.²

$0.40 \cdot 60\,000 = 249,4921$

$n = 0,010395505$. consideramos, $n=1$

C.-Longitud de la varilla

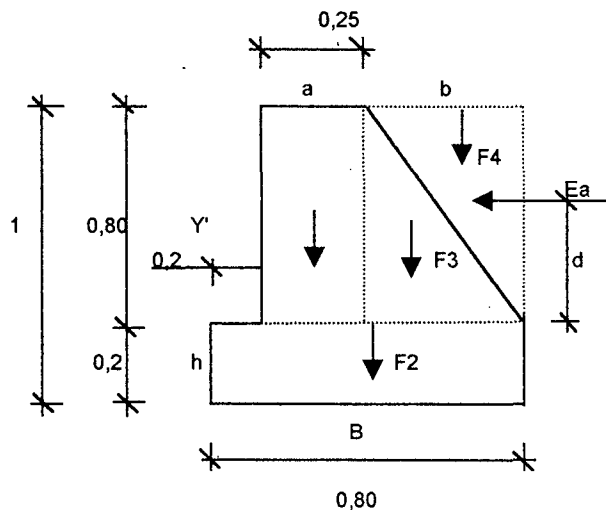
36 Diámetros= 18

Longitud varilla 0,4572

Long. Varilla 0,45 m, Diámetro 1/2"

D.- Cálculo del estribo

Fuerzas Verticales y Momentos



Fuerzas estabilizadoras (Kg)	Brazo de Plancha (m)	Momento estabilizador (Kg-m)
$F1 = y \cdot a \cdot 2400 = 480$	$a/2 + 0.35 = 0.475$	228
$F2 = y \cdot h \cdot 2400 = 384$	$y/2 = 0.40$	$153,6$
$F3 = (y \cdot 0.35/2) \cdot 2400 = 336$	$2/3 \cdot 0.35 = 0.233$	$78,4$
$F4 = (y \cdot 0.35/2) \cdot 1750 = 245$	$1/3 \cdot 0.35 = 0.117$	$28,6$
Suma de $F_v = 1445$		suma de $M = 488,58$

Empuje Activo

$$E_a = 1/2 \cdot c_a \cdot w \cdot H^2$$

$$c_a = Tg^2(45^\circ - \phi) = 0,333$$

$$W_s = 1750 \text{ Kg/m}^3$$

$$H = 1 \text{ m}$$

$$E_a = 291,38 \text{ Kg}$$

Punto de Aplicación Empuje Activo

$$d = \frac{(H^2 + 3Hh')}{3(H + 2h')}$$
$$h' = 0$$
$$H = 1$$
$$d = \frac{H^2}{3H} =$$
$$d = \frac{1}{3} \cdot H = 0,333$$

Distancia al centro de gravedad

X = Sumatoria de momentos/ sumatoria de pesos

$$x = 0,338 \text{ m}$$

Momento Horizontal

$$MH = Ea \cdot d = 97,125 \text{ m}$$

$$Z = (MH/Ea) = 0,333 \text{ m}$$

$$e = B/6 - (X - Z) = 0,129 \text{ m}$$

Exentricidad máxima; emáx

emáx. = suma de momentos / suma de fv =

$$emáx = 0,338 \text{ m}$$

$$emáx = 0,338 > e = 0,129 \text{ Ok!}$$

$$\text{Momento de Volteo} = Ea \cdot ca = 97,028 \text{ Kg-m}$$

Cheque por Volteo =

Fs = (momento estabilizador) / (momento de volteo)

$$Fs = 5,04 > 2 ; \text{ ok!}$$

Cheque por deslizamiento =

FD = (fuerza estabilizadora * f) / fuerza horizontal

$$FD = 2,48 > 1.5 ; \text{ ok}$$

Chequeo por asentamiento del muro :

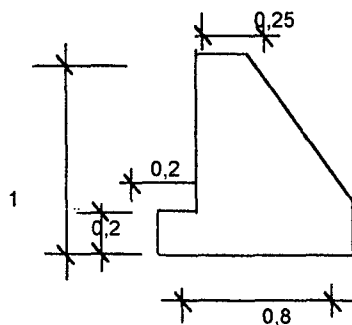
T = (Suma de fuerza estabilizadora) / area * (1 + 6 * e / B)

$$T(+) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ ok.}$$

$$T(-) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ ok.}$$

No habra rotura o asentamiento del muro

DISEÑO FINAL



Especificaciones tecnicas

Ws =	1750 Kg/M3
ϕ =	30°
f =	0,5 (arcilla)
Fi adm. =	1,6 Kg/cm ²
f'c =	175 Kg/cm ²
fy =	4200 Kg/cm ²
h.e.e =	7,5 cm

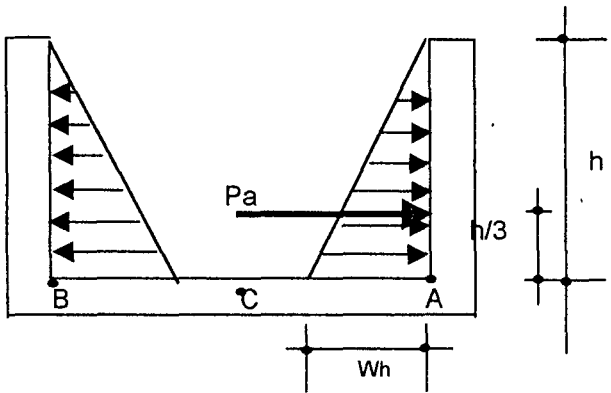
3,1,2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOA: Q=1,00m3/seg; Km 11+760,00

I. Cuerpo de canoa

A,- Dimensionamiento

Altura de canoa (h)	=	0,4 m
Ancho de canoa (b)	=	1 m
Esapesor de canoa (e)	=	0,2 m
Peso específico del concreto (C)	=	2400 Kg/m3
Peso específico del agua (w)	=	1000 Kg/m3

B,- Diagrama de cuerpo libre; canoa con agua



D,- Momento en el centro de la losa

$M_c = (1/8 * W * b^2) - M_a$

W= Peso del agua + peso de la losa

Peso del agua= $h * b * 1,00 * 1000$ 400 Kg/m

Peso de la losa= $(2 * e + b) * e * 1,00 * 2400$ 672 Kg/m

W= 1072 Kg/m

$M_c =$ 134 Kg-m

E, Cálculo del acero principal

Losa

$f'c =$ 210 Kg/cm²

$f_y =$ 4200 Kg/cm²

$d_c =$ 6 cm

$b =$ 100 cm

$e =$ 15 cm

$d =$ 9 cm

$M_a = 0,90 * f'c * b * d^2 * (w(1 - 0,59))$

$a =$ 903231

$b =$ -1530900

$c =$ 450

$b^2 - 4ac =$ 2,34203E+12

$D =$ 1530368,908

$w_1 =$ 1,6946

$w_2 =$ 0,0003

$A_s = (w * (f'c / f_y) * b * d)$ 0,0132 cm²

Acero mínimo

$$A_s' = 0,0018 \cdot b \cdot e = 2,7 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S_{3/8} = (100 \cdot A_b) / A_s = 26,30 \text{ cm}$$

$$S_{1/2} = (100 \cdot A_b) / A_s = 47,78 \text{ cm}$$

$$S_{5/8} = (100 \cdot A_b) / A_s = 74,07 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 3 \cdot d = 27 \text{ cm}$$

$$S_{\min} = 45 \text{ cm}$$

45 cm, tomamos el menor

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

Acero en losa de canoa = Refuerzo de 3/8" @ 0,25m

II, Viga lateral de canoa

A, Dimencionamiento

$$\text{Ancho de la viga (b)} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Altura de la viga (h)} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del concreto (C)} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

B, Metrado de cargas

$$\text{Peso propio de la viga} = b \cdot h \cdot 2400 = 288 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso losa y peso del agua en cada viga lateral} = 200 \text{ Kg/m}$$

C, Momento en la viga lateral

$$M_u = 1/8 \cdot W \cdot L^2$$

$$W = \text{peso viga} + (\text{peso losa} + \text{peso del agua en cada viga}) = 488 \text{ Kg/m}$$

$$L = \text{luz de la viga} = 2,00 \text{ m}$$

$$M_u = 244,00 \text{ Kg-m} = 0,412 \text{ Tn-m}$$

D, Cálculo del área de acero principal

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_c = 6 \text{ cm} = 0,06 \text{ m}$$

$$h = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$$

$$d = 54 \text{ cm} = 0,54 \text{ m}$$

$$b = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m}$$

Primero determinaremos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente

reforzada (0,75P_b). De la tabla K_u Vs. P, para f_c=210kg/cm² tenemos:

Valor máximo de p=0,0001, para K_u=0,0004; momento máximo con p=0,75P_b

M_u = K_u · b · d², como sabemos que el refuerzo va a ser importante trabajamos con 2 capas de acero, lo cual conlleva a considerar:

$$K_u = M_u / (b \cdot d^2) = 0,0041838$$

$$M_u = K_u \cdot b \cdot d^2 = 0,0002 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = p \cdot b \cdot d = 0,11 \text{ cm}^2$$

Como el momento aplicado es de 244,00Kg-cm y como con el refuerzo máximo en tracción solo resiste 0,24 Kg-cm, debe recurrirse a refuerzo adicional superior e inferior con el fin de resistir el remanente:

$$M_u \text{ remanente} = 0,41 \text{ Tn-m} = 411,756 \text{ Kg-cm}$$

$$M_u = A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot 0,90$$

$$M_u = A_s' \cdot s \cdot 4200 \cdot (36 - 6) \cdot 0,90$$

$$A_s' = 0,00 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto para resistir un momento de 0,244 Tn-m se requieren:

$$A_s \text{ tracción} = 0,11 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ compresión} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo} = 0,0033 \cdot b \cdot d = 3,56 \text{ cm}^2$$

E, Cálculo del acero transversal

El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, ver fig. No.

Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8"

La zona de confinamiento será de $2d$, medida desde la cara del nudo hacia el centro de luz.

Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento S_o que no se exceda del menor de los siguientes valores:

- | | |
|---|---------|
| 1) $0,25 d$ | 13,5 cm |
| 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, | 8 cm |
| 3) 30,0 cm | 30 cm |

El primer estribo deberá colocarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm

II ESTRIBO DE CANOA

canoas: Km 11+575,00

$\theta =$	Angulo de fricción interna =	30°	15°
$\gamma_{Adm} =$	Capacidad admisible de carga del suelo =		1,6 Kg/cm ²
$c =$	Peso unitario de concreto =		2400 Kg/M ³
$W_s =$	Peso unitario del suelo =		1750 Kg/M ³
$f =$	Coefficiente de fricción del suelo (arcilla) =		0,5
$e =$	Espesor del muro =		0,15 M
$h =$	Altura del muro =		0,3 M
$b =$	Ancho de la canoa =		1 M
$\Gamma =$	Peso especifico del agua		1000 Kg/M ³
$l =$	longitud de la canoa		2 M

A- Cálculo de la fuerza cortante

Por Peso Propio (de una porción de muro de 1.00 M de longitud)

Peso de Muros = $e \cdot h \cdot 1.00 \cdot c \cdot 2$

Peso de Muros = 216 Kg/m

Peso de losa = $(b + 2 \cdot e) \cdot e \cdot 1.00 \cdot c$

Peso de losa = 468 Kg/m

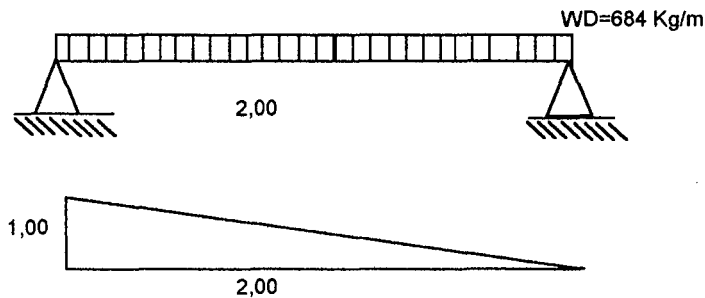
Peso Muerto = 684

Por sobre carga, s/c

Peso del agua = $h \cdot b \cdot \Gamma$

Peso del agua = 300 Kg/m

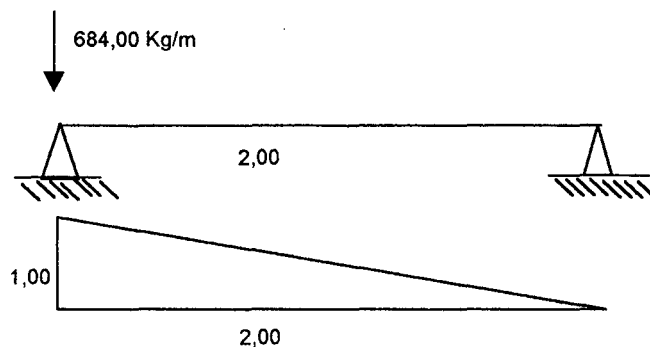
Cortante por peso propio: V_D



$V_D = (WD \cdot l) / 2$

$V_D = 684 \text{ Kg}$

Cortante por sobre carga



$V_{s/c} = (WD \cdot 1.00) / 2$

$V_{s/c} = 342 \text{ Kg.}$

$R(\text{máx}) = 1026$

B - CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

0.4 F_Y >= ((0.15*R_{máx})*a/(0.25* Γ *d²*n))

donde :

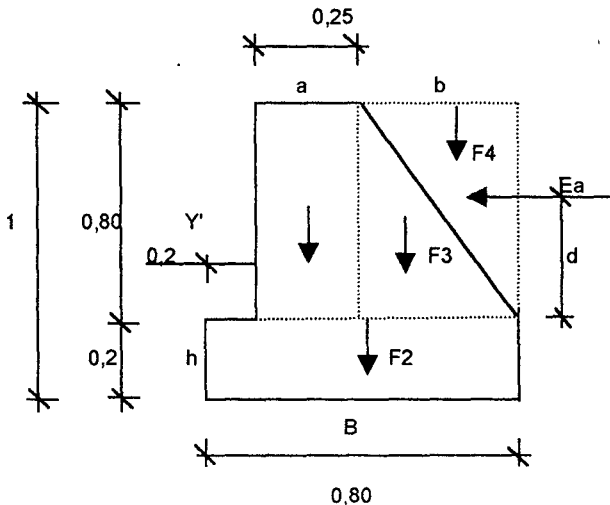
R_{máx.} = reacción a la superestructura. (VD+VS/C) R_{máx.} = 1026
d = diámetro de la varilla de acero corrugado
n = número de varillas necesarias 17
f_y = 60,000 lb./pulg.²
0.40*60 000= 249,4921
n= 0,010395505 consideramos, n=1

C.-Longitud de la varilla

36 Diámetros= 18
Longitud varilla 0,4572
Long. Varilla 0,45 m, Diámetro 1/2"

D.- Cálculo del estribo

Fuerzas Verticales y Momentos



Fuerzas estabilizadoras (Kg)		Brazo de Plancha (m)		Momento estabilizador (Kg-m)	
F1=	y*a*2400=	480	a/2+0.35 =	0,475	Kg-M 228
F2 =	y*h*2400 =	384	y/2+ =	0,40	Kg-M 153,6
F3 =	(y*0.35/2)*2400	336	2/3*0.35	0,233	Kg-M 78,4
F4 =	(y*0.35/2)*1750	245	1/3*0.35	0,117	Kg-M 28,6
Suma de Fv =		1445	suma de M =		488,58

Empuje Activo

Ea = 1/2*ca*w*H²
ca = Tg²*(45°-Ø) 0,333
Ws= 1750 Kg/m3
H = 1 m
Ea = 291,38 Kg

Punto de Aplicación Empuje Activo

$$d = \frac{(H^2 + 3 \cdot H \cdot h')}{3(H + 2 \cdot h')}$$
$$h' = 0$$
$$H = 1$$
$$d = \frac{H^2}{3H} =$$
$$d = \frac{1}{3} \cdot H = 0,333$$

Distancia al centro de gravedad

X = Sumatoria de momentos/ sumatoria de pesos

$$x = 0,338 \text{ m}$$

Momento Horizontal

$$MH = Ea \cdot d = 97,125 \text{ m}$$

$$Z = (MH/Ea) = 0,333 \text{ m}$$

$$e = B/6 - (X - Z) = 0,129 \text{ m}$$

Exentricidad máxima; emáx

emáx. = suma de momentos / suma de fv =

$$emáx = 0,338 \text{ m}$$

$$emáx = 0,338 > e = 0,129 \text{ Ok!}$$

$$\text{Momento de Volteo} = Ea \cdot ca = 97,028 \text{ Kg-m}$$

Cheque por Volteo =

Fs = (momento estabilizador)/(momento de volteo)

$$Fs = 5,04 > 2 ; \text{ok!}$$

Cheque por deslizamiento=

FD = (fuerza estabilizadora*f)/fuerza horizontal

$$FD = 2,48 > 1.5 ; \text{ok}$$

Chequeo por asentamiento del muro :

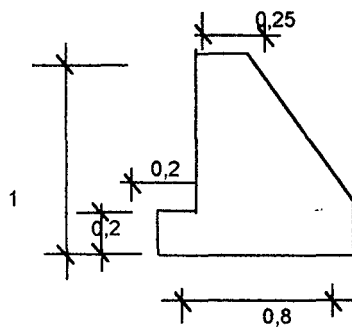
T = (Suma de fuerza estabilizadora)/area*(1+6*e/B)

$$T(+) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

$$T(-) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

No habra rotura o asentamiento del muro

DISEÑO FINAL



Especificaciones tecnicas

Ws =	1750 Kg/M3
Ø =	30°
f =	0,5 (arcilla)
Fi adm. =	1,6 Kg/cm²
f'c =	175 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
h.e.e =	7,5 cm

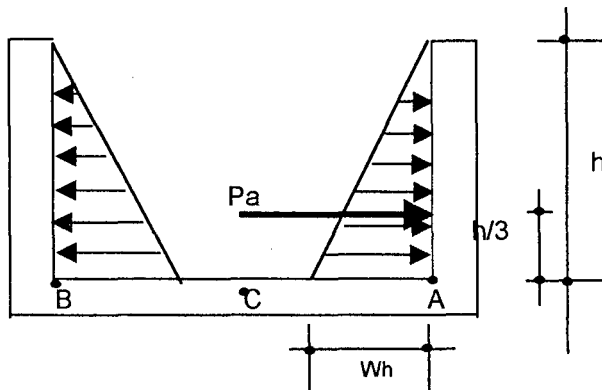
3,1,2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOA: Q=1,00 m3/seg; Km 12+605,00

I. Cuerpo de canoa

A,- Dimencionamiento

Altura de canoa (h)	=	0,4 m
Ancho de canoa (b)	=	1 m
Esapesor de canoa (e)	=	0,2 m
Peso específico del concreto (C) =		2400 Kg/m3
Peso específico del agua (w) =		1000 Kg/m3

B,- Diagrama de cuerpo libre; canoa con agua



D,- Momento en el centro de la losa

$$Mc = (1/8 * W * b^2) - Ma$$

W= Peso del agua + peso de la losa

$$\text{Peso del agua} = h * b * 1,00 * 1000 \quad 400 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de la losa} = (2 * e + b) * e * 1,00 * 2400 \quad 672 \text{ Kg/m}$$

$$W = 1072 \text{ Kg/m}$$

$$Mc = 134 \text{ Kg-m}$$

E, Cálculo del acero principal

Losa

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$dc = 6 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$Ma = 0,90 * f'c * b * d^2 * (w(1 - 0,59))$$

$$a = 2185596$$

$$b = -3704400$$

$$c = 450$$

$$b^2 - 4ac = 1,37186E+13$$

$$D = 3703868,962$$

$$w1 = 1,6948$$

$$w2 = 0,0001$$

$$As = (w * (f'c / fy) * b * d) \quad 0,0085 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$A_s' = 0,0018 \cdot b \cdot e = 3,6 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S_{3/8} = (100 \cdot A_b) / A_s = 19,72 \text{ cm}$$

$$S_{1/2} = (100 \cdot A_b) / A_s = 35,83 \text{ cm}$$

$$S_{5/8} = (100 \cdot A_b) / A_s = 55,56 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 3 \cdot d = 42 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 45 \text{ cm}$$

45 cm, tomamos el menor

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

Acero en losa de canoa = Refuerzo de 3/8" @ 0,20m

II, Viga lateral de canoa

A, Dimencionamiento

$$\text{Ancho de la viga (b) m} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Altura de la viga (h) m} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del concreto (C) Kg/m}^3 = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

B, Metrado de cargas

$$\text{Peso propio de la viga} = b \cdot h \cdot 2400 = 288 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso losa y peso del agua en cada viga lateral} = 200 \text{ Kg/m}$$

C, Momento en la viga lateral

$$M_u = 1/8 \cdot W \cdot L^2$$

$$W = \text{peso viga} + (\text{peso losa} + \text{peso del agua en cada viga}) = 488 \text{ Kg/m}$$

$$L = \text{luz de la viga} = 2,00 \text{ m}$$

$$M_u = 244,00 \text{ Kg-m} = 0,24 \text{ Tn-m}$$

D, Cálculo del área de acero principal

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_c = 6 \text{ cm} = 0,06 \text{ m}$$

$$h = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$$

$$d = 54 \text{ cm} = 0,54 \text{ m}$$

$$b = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m}$$

Primero determinaremos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente

reforzada (0,75Pb). De la tabla Ku Vs. P, para $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ tenemos:

Valor máximo de $p = 0,0001$, para $K_u = 0,0004$; momento máximo con $p = 0,75P_b$

$M_u = K_u \cdot b \cdot d^2$, como sabemos que el refuerzo va a ser importante trabajamos con 2 capas de acero, lo cual conlleva a considerar:

$$K_u = M_u / (b \cdot d^2) = 0,0041838$$

$$M_u = K_u \cdot b \cdot d^2 = 0,0002 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = p \cdot b \cdot d = 0,11 \text{ cm}^2$$

Como el momento aplicado es de 244,00 Kg-cm y como con el refuerzo máximo en tracción solo resiste 0,20 Kg-cm, debe recurrirse a refuerzo adicional superior e inferior con el fin de resistir el remanente:

$$M_u \text{ remanente} = 0,24 \text{ Tn-m} = 239,756 \text{ Kg-cm}$$

$$M_u = A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot 0,90$$

$$M_u = A_s' \cdot 4200 \cdot (36 - 6) \cdot 0,90$$

$$A_s' = 0,00 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto para resistir un momento de 0,412 Tn-m se requieren:

$$A_s \text{ tracción} = 0,11 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ compresión} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo} = 0,0033 \cdot b \cdot d = 3,56 \text{ cm}^2$$

E, Cálculo del acero transversal

El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, ver fig. No.

Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8"

La zona de confinamiento será de $2d$, medida desde la cara del nudo hacia el centro de luz.

Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento S_o que no se exceda del menor de los siguientes valores:

- | | |
|---|---------|
| 1) $0,25 d$ | 13,5 cm |
| 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, | 8 cm |
| 3) 30,0 cm | 30 cm |

El primer estribo deberá colocarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm

II ESTRIBO DE CANOA

canoas: Km 12+605,00

$\theta =$	Angulo de fricción interna =	30°
$\gamma_{Adm} =$	Capacidad admisible de carga del suelo =	1,6 Kg/cm ²
$c =$	Peso unitario de concreto =	2400 Kg/M ³
$W_s =$	Peso unitario del suelo =	1750 Kg/M ³
$f =$	Coefficiente de fricción del suelo (arcilla) =	0,5
$e =$	Espesor del muro =	0,15 M
$h =$	Altura del muro =	0,3 M
$b =$	Ancho de la canoa =	1 M
$\Gamma =$	Peso específico del agua	1000 Kg/M ³
$l =$	longitud de la canoa	2 M

A- Cálculo de la fuerza cortante

Por Peso Propio (de una porción de muro de 1.00 M de longitud)

$$\text{Peso de Muros} = e \cdot h \cdot 1.00 \cdot c \cdot 2$$

$$\text{Peso de Muros} = 216 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de losa} = (\rho + 2 \cdot e) \cdot e \cdot 1.00 \cdot c$$

$$\text{Peso de losa} = 468 \text{ Kg/m}$$

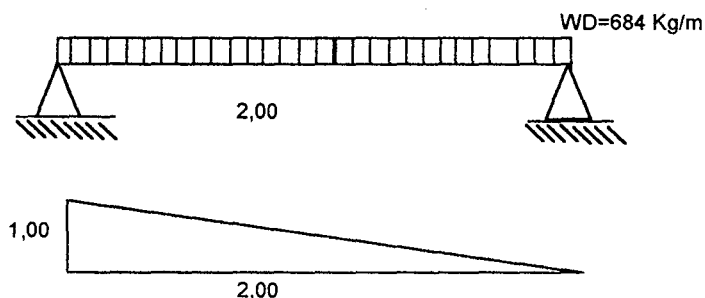
$$\text{Peso Muerto} = 684$$

Por sobre carga, s/c

$$\text{Peso del agua} = h \cdot b \cdot \Gamma$$

$$\text{Peso del agua} = 300 \text{ Kg/m}$$

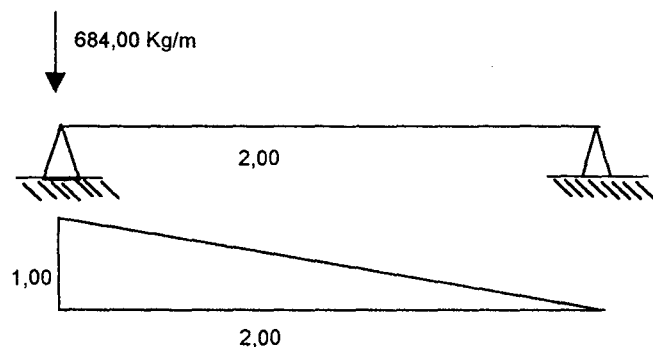
Cortante por peso propio: V_D



$$V_D = (W_D \cdot l) / 2$$

$$V_D = 684 \text{ Kg}$$

Cortante por sobre carga



$$V_{s/c} = (W_D \cdot 1.00) / 2$$

$$V_{s/c} = 342 \text{ Kg.}$$

$$R(\text{máx}) = 1026$$

B - CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

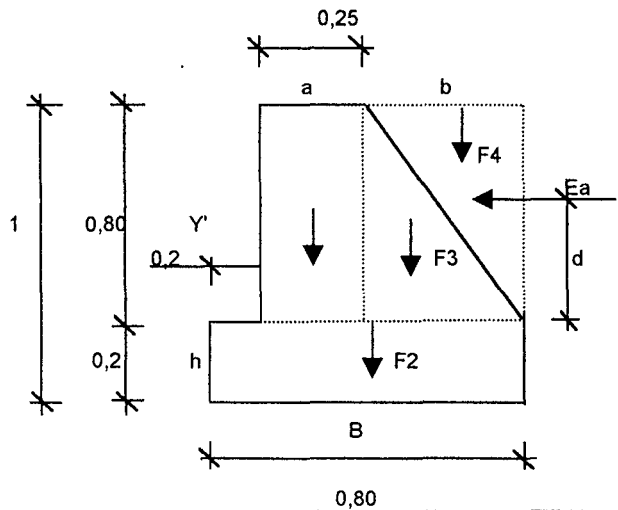
0.4 FY >= ((0.15*Rmáx)*a/(0.25*Π*d²*n))
donde :
Rmáx. = reacción a la superestructura. (VD+VS/C) Rmáx. = 1026
d = diámetro de la varilla de acero corrugado
n = número de varillas necesarias 17
fy = 60,000 lb./pulg.²
0.40*60 000= 249,4921
n= 0,010395505 consideramos, n=1

C.-Longitud de la varilla

36 Diámetros= 18
Longitud varilla 0,4572
Long. Varilla 0,45 m, Diámetro 1/2"

D.- Cálculo del estribo

Fuerzas Verticales y Momentos



Fuerzas estabilizadoras (Kg)		Brazo de Plancha (m)		Momento estabilizador (Kg-m)	
F1=	y*a*2400= 480	a/2+0.35 =	0,475	Kg-M	228
F2 =	y*h*2400 = 384	y/2+ =	0,40	Kg-M	153,6
F3 =	(y*0.35/2)*2400 336	2/3*0.35	0,233	Kg-M	78,4
F4 =	(y*0.35/2)*1750 245	1/3*0.35	0,117	Kg-M	28,6
Suma de Fv = 1445				suma de M =	488,58

Empuje Activo

Ea = 1/2*ca*w*H²
ca = Tg²*(45°-Ø) 0,333
Ws= 1750 Kg/m3
H = 1 m
Ea = 291,38 Kg

Punto de Aplicación Empuje Activo

$$d = \frac{(H^2 + 3 \cdot H \cdot h')}{3(H + 2 \cdot h')}$$
$$h' = 0$$
$$H = 1$$
$$d = \frac{H^2}{3H} =$$
$$d = \frac{1}{3} \cdot H \quad \mathbf{0,333}$$

Distancia al centro de gravedad

X = Sumatoria de momentos / sumatoria de pesos

$$x = \mathbf{0,338 \text{ m}}$$

Momento Horizontal

$$MH = Ea \cdot d \quad \mathbf{97,125 \text{ m}}$$

$$Z = (MH/Ea) \quad \mathbf{0,333 \text{ m}}$$

$$e = B/6 - (X - Z) \quad \mathbf{0,129 \text{ m}}$$

Excentricidad máxima; emáx

$$emáx. = \text{suma de momentos} / \text{suma de } fv =$$

$$emáx = \mathbf{0,338 \text{ m}}$$

$$emáx = 0,338 > e = 0,129 \text{ Ok!}$$

$$\text{Momento de Volteo} = Ea \cdot ca \quad \mathbf{97,028 \text{ Kg-m}}$$

Cheque por Volteo =

$$Fs = (\text{momento estabilizador}) / (\text{momento de volteo})$$

$$Fs = \mathbf{5,04 > 2 ; ok!}$$

Cheque por deslizamiento =

$$FD = (\text{fuerza estabilizadora} \cdot f) / \text{fuerza horizontal}$$

$$FD = \mathbf{2,48 > 1.5 ; ok}$$

Chequeo por asentamiento del muro :

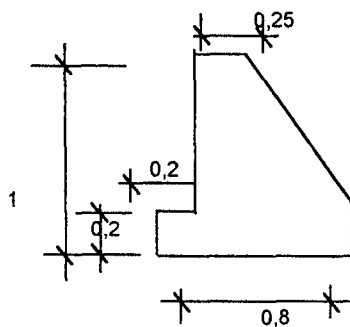
$$T = (\text{Suma de fuerza estabilizadora}) / \text{area} \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$$

$$T(+) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

$$T(-) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ok.}$$

No habra rotura o asentamiento del muro

DISEÑO FINAL



Especificaciones técnicas

$$Ws = 1750 \text{ Kg/M}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$f = 0,5 \text{ (arcilla)}$$

$$Fi \text{ adm.} = 1,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h.e.e = 7,5 \text{ cm}$$

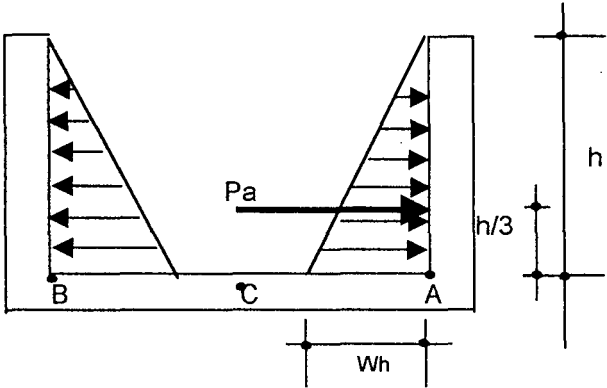
3,1,2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOA: Q=0,800m3/seg; Km 13+420,00

I. Cuerpo de canoa

A,- Dimencionamiento

Altura de canoa (h)	=	0,3 m
Ancho de canoa (b)	=	1 m
Esapesor de canoa (e)	=	0,15 m
Peso específico del concreto (C)	=	2400 Kg/m3
Peso específico del agua (w)	=	1000 Kg/m3

B,- Diagrama de cuerpo libre; canoa con agua



D,- Momento en el centro de la losa

$Mc = (1/8 * W * b^2) - Ma$

W= Peso del agua + peso de la losa

Peso del agua= $h * b * 1,00 * 1000$ 300 Kg/m

Peso de la losa= $(2 * e + b) * e * 1,00 * 2400$ 468 Kg/m

W= 768 Kg/m

Mc= 96 Kg-m

E, Cálculo del acero principal

Losa

f'c= 210 Kg/cm

fy= 4200 Kg/cm

dc= 6 cm

b= 100 cm

e= 15 cm

d= 9 cm

$Ma = 0,90 * f'c * b * d^2 * (w(1 - 0,59))$

a= 903231

b= -1530900

c= 450

$b^2 - 4ac = 2,34203E+12$

D= 1530368,908

w1= 1,6946

w2= 0,0003

$As = (w * (f'c / fy) * b * d)$ 0,0132 cm2

Acero mínimo

$$A_s = 0,0018 \cdot b \cdot e = 2,7 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S_{3/8} = (100 \cdot A_b) / A_s = 26,30 \text{ cm}$$

$$S_{1/2} = (100 \cdot A_b) / A_s = 47,78 \text{ cm}$$

$$S_{5/8} = (100 \cdot A_b) / A_s = 74,07 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 3 \cdot d = 27 \text{ cm}$$

$$S_{\min} = 45 \text{ cm}$$

45 cm, tomamos el menor

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

Acero en losa de canoa = Refuerzo de 3/8" @ 0,25m

II, Viga lateral de canoa

A, Dimensionamiento

$$\text{Ancho de la viga (b)} = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Altura de la viga (h)} = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del concreto (C)} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

B, Metrado de cargas

$$\text{Peso propio de la viga (Kg/m)} = b \cdot h \cdot 2400 = 162 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso losa y peso del agua en cada viga lateral (Kg/m)} = 150 \text{ Kg/m}$$

C, Momento en la viga lateral

$$M_u = 1/8 \cdot W \cdot L^2$$

$$W = \text{peso viga} + (\text{peso losa} + \text{peso del agua en cada viga}) = 312 \text{ Kg/m}$$

$$L = \text{luz de la viga} = 2,00 \text{ m}$$

$$M_u = 156,00 \text{ Kg-m} = 0,156 \text{ Tn-m}$$

D, Cálculo del área de acero principal

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_c = 6 \text{ cm} = 0,06 \text{ m}$$

$$h = 45 \text{ cm} = 0,45 \text{ m}$$

$$d = 39 \text{ cm} = 0,39 \text{ m}$$

$$b = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

Primero determinaremos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente reforzada (0,75Pb). De la tabla Ku Vs. P, para $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ tenemos:

Valor máximo de $p = 0,0001$, para $K_u = 0,0004$; momento máximo con $p = 0,75P_b$

$M_u = K_u \cdot b \cdot d^2$, como sabemos que el refuerzo va a ser importante trabajamos con 2 capas de acero, lo cual conlleva a considerar:

$$K_u = M_u / (b \cdot d^2) = 0,0068376$$

$$M_u = K_u \cdot b \cdot d^2 = 0,0002 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = p \cdot b \cdot d = 0,06 \text{ cm}^2$$

Como el momento aplicado es de 156,00 Kg-cm y como con el refuerzo máximo en tracción solo resiste 0,10 Kg-cm, debe recurrirse a refuerzo adicional superior e inferior con el fin de resistir el remanente:

$$M_u \text{ remanente} = 0,16 \text{ Tn-m} = 155,844 \text{ Kg-cm}$$

$$M_u = A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot 0,90$$

$$M_u = A_s \cdot 4200 \cdot (36 - 6) \cdot 0,90$$

$$A_s = 0,00 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto para resistir un momento de 0,412 Tn-m se requieren:

$$A_s \text{ tracción} = 0,06 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ compresión} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo} = 0,0033 \cdot b \cdot d = 1,93 \text{ cm}^2$$

E, Cálculo del acero transversal

El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, ver fig. No. Estará constituido por estribos cerrados de diámetro **mínimo 3/8"**

La zona de confinamiento será de $2d$, medida desde la cara del nudo hacia el centro de luz.

Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento S_o que no se exceda del menor de los siguientes valores:

- | | |
|---|---------|
| 1) $0,25 d$ | 9,75 cm |
| 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, | 8 cm |
| 3) 30,0 cm | 30 cm |

El primer estribo deberá colocarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm

II ESTRIBO DE CANOA

canoa: Km 13+420,00

$\theta =$	Angulo de fricción interna =	30°
$\gamma_{Adm} =$	Capacidad admisible de carga del suelo =	1,6 Kg/cm ²
$c =$	Peso unitario de concreto =	2400 Kg/M ³
$W_s =$	Peso unitario del suelo =	1750 Kg/M ³
$f =$	Coefficiente de fricción del suelo (arcilla) =	0,5
$e =$	Espesor del muro =	0,15 M
$h =$	Altura del muro =	0,3 M
$b =$	Ancho de la canoa =	1 M
$\Gamma =$	Peso específico del agua	1000 Kg/M ³
$l =$	longitud de la canoa	2 M

A- Cálculo de la fuerza cortante

Por Peso Propio (de una porción de muro de 1.00 M de longitud)

$$\text{Peso de Muros} = e \cdot h \cdot 1.00 \cdot c \cdot 2$$

$$\text{Peso de Muros} = 216 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de losa} = (b + 2 \cdot e) \cdot e \cdot 1.00 \cdot c$$

$$\text{Peso de losa} = 468 \text{ Kg/m}$$

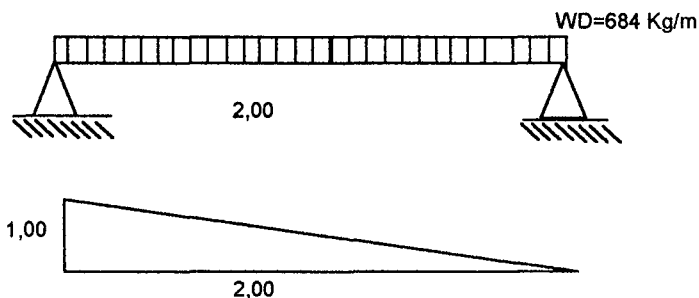
$$\text{Peso Muerto} = 684$$

Por sobre carga, s/c

$$\text{Peso del agua} = h \cdot b \cdot \Gamma$$

$$\text{Peso del agua} = 300 \text{ Kg/m}$$

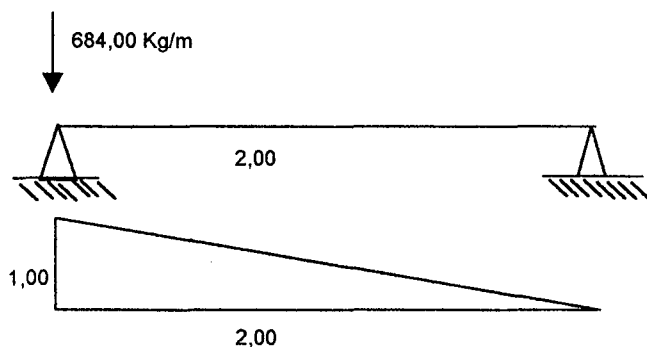
Cortante por peso propio: V_D



$$V_D = (WD \cdot l) / 2$$

$$V_D = 684 \text{ Kg}$$

Cortante por sobre carga



$$V_{s/c} = (WD \cdot 1.00) / 2$$

$$V_{s/c} = 342 \text{ Kg.}$$

$$R(\text{máx}) = 1026$$

B - CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

$$0.4 F_Y > = ((0.15 \cdot R_{\text{máx}}) \cdot a / (0.25 \cdot T \cdot d^2 \cdot n))$$

donde :

$R_{\text{máx.}}$ = reacción a la superestructura. (VD+VS/C) $R_{\text{máx.}}$ = 1026

d = diámetro de la varilla de acero corrugado

n = número de varillas necesarias 17

f_y = 60,000 lb./pulg.²

$0.40 \cdot 60\,000 = 249,4921$

$n = 0,010395505$ consideramos, $n=1$

C.-Longitud de la varilla

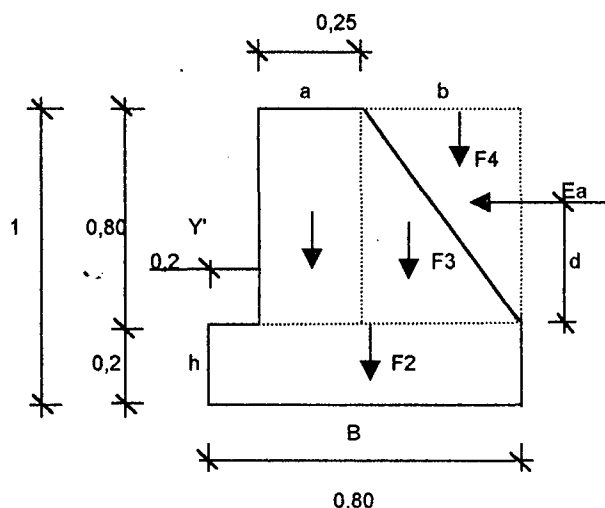
36 Diámetros= 18

Longitud varilla 0,4572

Long. Varilla 0,45 m, Diámetro 1/2"

D.- Cálculo del estribo

Fuerzas Verticales y Momentos



Fuerzas estabilizadoras (Kg)	Brazo de Plancha (m)	Momento estabilizador (Kg-m)
$F1 = y \cdot a \cdot 2400 = 480$	$a/2 + 0.35 = 0,475$	Kg-M 228
$F2 = y \cdot h \cdot 2400 = 384$	$y/2 = 0,40$	Kg-M 153,6
$F3 = (y \cdot 0.35/2) \cdot 2400 = 336$	$2/3 \cdot 0.35 = 0,233$	Kg-M 78,4
$F4 = (y \cdot 0.35/2) \cdot 1750 = 245$	$1/3 \cdot 0.35 = 0,117$	Kg-M 28,6
Suma de $F_v = 1445$		suma de $M = 488,58$

Empuje Activo

$$E_a = 1/2 \cdot c_a \cdot w \cdot H^2$$

$$c_a = Tg^2(45^\circ - \phi) = 0,333$$

$$W_s = 1750 \text{ Kg/m}^3$$

$$H = 1 \text{ m}$$

$$E_a = 291,38 \text{ Kg}$$

Punto de Aplicación Empuje Activo

$$d = \frac{(H^2 + 3 \cdot H \cdot h')}{3(H + 2 \cdot h')}$$
$$h' = 0$$
$$H = 1$$
$$d = \frac{H^2}{3H} =$$
$$d = \frac{1}{3} \cdot H = 0,333$$

Distancia al centro de gravedad

X = Sumatoria de momentos / sumatoria de pesos

$$x = 0,338 \text{ m}$$

Momento Horizontal

$$MH = Ea \cdot d = 97,125 \text{ m}$$

$$Z = (MH/Ea) = 0,333 \text{ m}$$

$$e = B/6 - (X - Z) = 0,129 \text{ m}$$

Excentricidad máxima; emáx

$$emáx. = \text{suma de momentos} / \text{suma de } f_v =$$

$$emáx = 0,338 \text{ m}$$

$$emáx = 0,338 > e = 0,129 \text{ Ok!}$$

$$\text{Momento de Volteo} = Ea \cdot ca = 97,028 \text{ Kg-m}$$

Cheque por Volteo =

$$F_s = (\text{momento estabilizador}) / (\text{momento de volteo})$$

$$F_s = 5,04 > 2 ; \text{ ok!}$$

Cheque por deslizamiento=

$$FD = (\text{fuerza estabilizadora} \cdot f) / \text{fuerza horizontal}$$

$$FD = 2,48 > 1.5 ; \text{ ok}$$

Chequeo por asentamiento del muro :

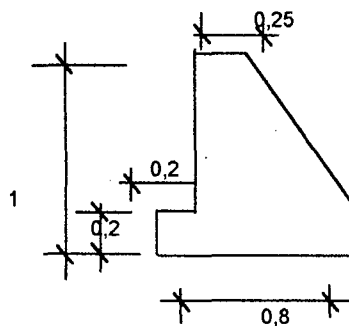
$$T = (\text{Suma de fuerza estabilizadora}) / \text{area} \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$$

$$T(+) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ ok.}$$

$$T(-) = 2554 \text{ Kg/M}^2 < 16.000 \text{ Kg/M}^2 ; \text{ ok.}$$

No habra rotura o asentamiento del muro

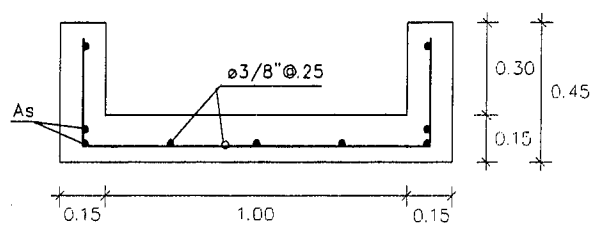
DISEÑO FINAL



Especificaciones tecnicas

Ws =	1750 Kg/M3
ϕ =	30°
f =	0,5 (arcilla)
Fi adm. =	1,6 Kg/cm ²
f'c =	175 Kg/cm ²
fy =	4200 Kg/cm ²
h.e.e =	7,5 cm.

CANOA BADEN TIPO I
DISEÑO FINAL

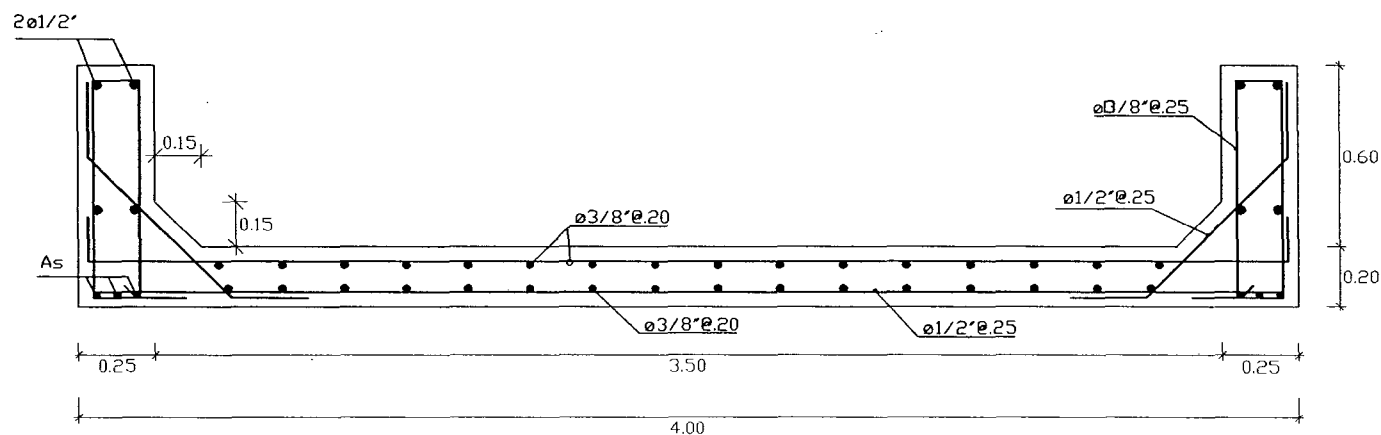


SECCION B-B

Escala 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS
Concreto:
Canoa: $F'c=120\text{ Kg/cm}^2$.
Estribos y Muros: $F'c=175+25\%PM$
Acero: $F'y=4200\text{ Kg/cm}^2$.
Recubrimiento:
Vigas: 5.00 cm.
Muros y Losas: 4.00 cm.

CANOA BADEN TIPO II DISEÑO FINAL



SECCION B-B

Escala 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO:	
CANOA:	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
ESTRIBOS Y MUROS:	$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2 + 25\% \text{ PM}$
ACERO:	
	$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
RECUBRIMIENTOS:	Vigas : 5.00 cms.
	Muros y losas : 4.00 cms.

DISEÑO HIDRAÚLICO BADÉN $Q=0,80\text{M}^3/\text{SEG}$

1 Con los valores de la canoa cuyo caudal de diseño es $Q=0,800\text{m}^3/\text{seg}$:

caudal de diseño $Q=0,80\text{m}^3/\text{seg}$

Espejo de agua $T= 4,5 \text{ m}$

Rugosidad $n= 0,016$

Pendiente $S= 0,02$ y considerando la sección como "PARABÓLICA" Y aplicando el Programa H Canales tenemos adjunto los resultados.

Igual procedimiento es aplicable para las demás canoas cuyos caudales de diseño son $Q= 1,0$ Y $1,50 \text{ m}^3/\text{seg}$. $T= 9,5$ $n= 0,016$ $S=0,02$

Lugar: PTO.VAINILLAS - PACASM

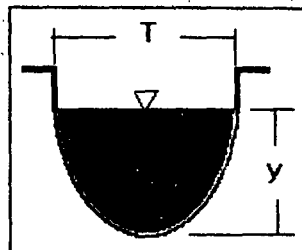
Proyecto: BADEN

Tramo: KM 0+0-KM 13+740

Revestimiento: COCRETO

Datos :

Caudal (Q)	1.50	m ³ /s
Espejo de agua (T)	9.50	m
Rugosidad (n)	0.016	
Pendiente (S)	0.02	m/m



Resultados :

Tirante normal (y)	0.1341	m	Perímetro (p)	9.5050	m
Area hidráulica (A)	0.8492	m ²	Radio hidráulico (R)	0.0893	m
Foco de la parábola (k)	84.137	m	Velocidad (v)	1.7664	m/s
Número de Froude (F)	1.8863		Energía específica (E)	0.2931	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Supercrítico				



Ejecutar



Limpiar Pantalla



Imprimir



Menu Principal

Realiza la impresión de la pantalla

Lugar: PTO.VAINILLAS - PACASM

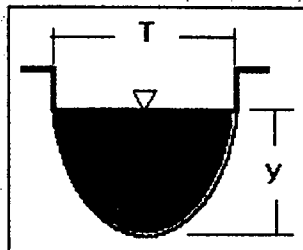
Proyecto: BADEN

Tramo: KM 0+0-KM 13+740

Revestimiento: COCRETO

Datos :

Caudal (Q)	1.00	m3/s
Espejo de agua (T)	9.50	m
Rugosidad (n)	0.016	
Pendiente (S)	0.02	m/m



Resultados :

Tirante normal (y)	0.1051	m	Perímetro (p)	9.5031	m
Area hidráulica (A)	0.6657	m2	Radio hidráulico (R)	0.0701	m
Foco de la parábola (k)	107.31	m	Velocidad (v)	1.5021	m/s
Número de Froude (F)	1.8116		Energía específica (E)	0.2201	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Supercrítico				



Ejecutar



Limpiar Pantalla



Imprimir



Menu Principal

Realiza la impresión de la pantalla

Lugar: PTO.VAINILLAS - PACASM

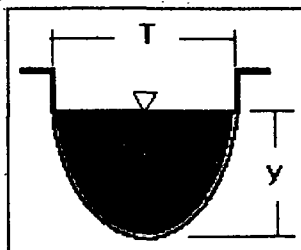
Proyecto: BADEN

Tramo: KM 0+0-KM 13+740

Revestimiento: COCRETO

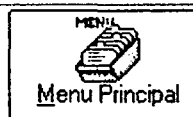
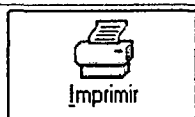
Datos :

Caudal (Q)	<input type="text" value="0.80"/>	m3/s
Espejo de agua (T)	<input type="text" value="4.50"/>	m
Rugosidad (n)	<input type="text" value="0.016"/>	
Pendiente (S)	<input type="text" value="0.02"/>	m/m



Resultados :

Tirante normal (y)	<input type="text" value="0.1441"/>	m	Perímetro (p)	<input type="text" value="4.5123"/>	m
Area hidráulica (A)	<input type="text" value="0.4323"/>	m2	Radio hidráulico (R)	<input type="text" value="0.0958"/>	m
Foco de la parábola (k)	<input type="text" value="17.566"/>	m	Velocidad (v)	<input type="text" value="1.8506"/>	m/s
Número de Froude (F)	<input type="text" value="1.9063"/>		Energía específica (E)	<input type="text" value="0.3187"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	<input type="text" value="Supercrítico"/>				



Realiza la impresión de la pantalla

DISEÑO ESTRUCTURAL DE BADEN

A. PARAMETROS DE DISEÑO

RESISTENCIA DEL CONCRETO $f'c$ =	210 Kg/cm ²
TENSION ADMISIBLE O MODULO DE ROTURA f_r =	47,17 Kg/cm ²
TREN DE CARGA	H20S16
CARGA MAX. POR EJE SIMPLE 16 TN =	14,72 Kg
FACTOR DE SEGURIDAD	1,1
CARGA DE CALCULO	16,192 Kg
TENSION ADMISIBLE DEL CONCRETO f'_t	23,59 Kg/cm ²
TIRANTE DE AGUA	0,275 m

B. CALCULO DEL ESPESOR DE LA LOSA DE CONCRETO: (e) m

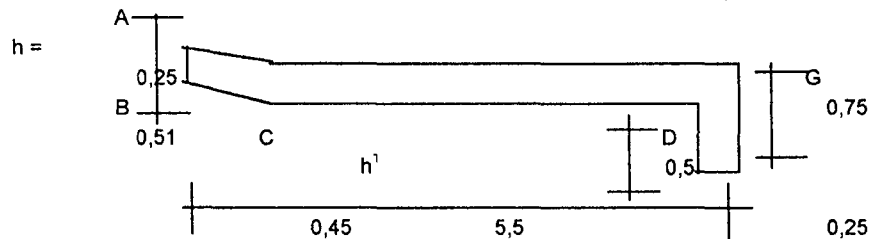
La subrante es de material granular compactada sobre terreno arcilloso y cuyo modulo de reacción es: K con $K = 2,8 \text{ Kg/cm}^3$ y $p = 16,192 \text{ Kg}$, en el grafico II-4, se obtiene $= 22,80 \text{ cm}$ con $f'_t = 23,59 \text{ Kg/cm}^2$ en el grafico II-4 : obtenemos : $H/h = 1,05$
Luego la altura requerida será : $22,80 * 1,05 = 23,90 \text{ cm}$

Adoptamos :

$e = 25 \text{ cm}$

C. DIMENSIONAMIENTO DE LOS DENTELLENOS

De acuerdo al perfil del terreno y de la subrasante el dentellon aguas arriba y aguas abajo será de : $0.75 \text{ M} * 0.25 \text{ M}$



D. VERIFICACION DE ESTABILIDAD

1 - METRADO DE CARGAS

Peso de Losa de Concreto

$$h * 5,95 * 1,00 * 2400 = 3570 \text{ Kg}$$

Peso de Dentellones

$$2 * h * h' * 1,0 * 2400 = 600 \text{ Kg}$$

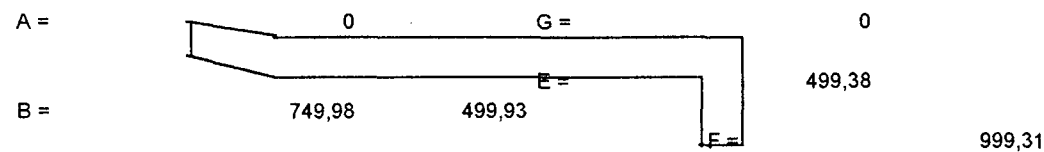
Peso del Agua

$$5.95 * y * 1,00 * 1000 = 1636,25 \text{ Kg}$$

Carga de Transito

$$14720 \text{ Kg}$$

E. SUBPRESION



Perdida de Carga

$$h = 0,01 \text{ M} = 1 \text{ cm}$$

Longitud de Recorrido de Filtración

$$L = 2(0,75 + 0,25 + 0,25 + 0,75) + 5,95$$

$$L = 9,95 \text{ M}$$

Perdida de Carga por Metro de Recorrido : (parámetros)

$$H/L = 0,001$$

Punto " A " 0
Punto " B " $Sp = r + b + c + (h + h' - H/L * 100)$
259,90
Punto " C " 350,00
Punto " D " 438
Punto " E " 933
Punto " F " 930,5
Punto " G " 0

FUERZAS DE SUBPRESION

Fuerza 1 349,15
Fuerza 2 1554,5
Fuerza 3 1049,3
2953,0

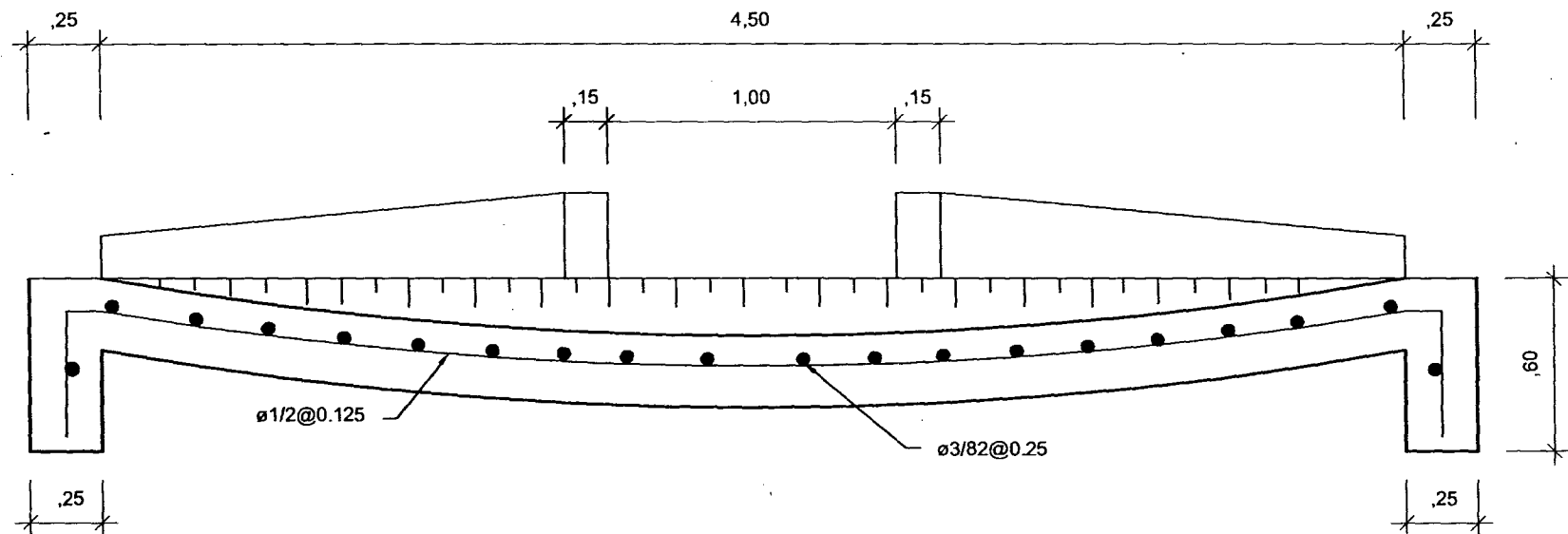
F . Cálculo del area del acero principal

Mu = $1/8 W^2$
W = Peso del Agua +Peso de losa + peso de transito
W = 19926,25 Kg
L = 9 M
Mu = 62269,53 kg-M
fy = 2400 Kg/cm²
fc = 210 Kg/cm²
Recubrimiento 5 cm
dc = ree+D/2
5,48 cm
e = 25 cm
d= 25-dc= 25 cm
b = 100 cm
Mu = $1/8 W^2$ $1/8 * 3316.66^2 * 5.95^2$
Mu = 14677,26 kg-M
 $14677.26 * 10^2 = 0.90 * 210 * 100 * 19.52 * w(1 - 0.59w)$
 $4248.870w^2 - 720 + 474.26w + 1467.727 = 0$
W1= 145,8
w2= 0,2369
As = $0.2369 * 210 / 2400 * 100 * 19.52$
As = 51,82
Espaciamiento
s3/8 19,43 cm
s1/2 12,50 cm
s5/8 32,39 cm
s = D 1/2" @ 0.125M

G. Acero de repartición y temperatura

As = $0.0018 * b * d$
As = 36 cm²
s3/8 D 3/8" @ 0.25 m
s1/2 D 1/2" @ 0.40
s = D 3/8" @ 0.25m

DISEÑO FINAL



ESPECIFICACIONES TECNICAS

$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
 $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
Recubrimiento Losa = 7.50 cm.

3.1.1 DISEÑO HIDRAULULICO DE ENTREGA LATERAL TIPO : Q=0,50 m3/seg

1 Calculo de la sección del flujo en la Entrega

v = 3,56 m/seg.

Q = 0,5 m3/seg.

A = Q/v

A = 0,140 m2

2. Calculo del tirante de la canoa

Considerandola de sección rectangular y asumiendo :

b = 0,8 m (para facilitar la circulación de las palizadas),

el tirante de la canoa será:

Y= A/b=

Y= 0,176 m

3. Longitud del encauzamiento de entrada.

tomamos :

α = 45° (para asegurar una mayor capacidad de embalse en casos

fortuitos)

L enc. = 1 1 m

4. Relación de entregas Laterales

Entrega Later. ubicación (PK)

Entrega 00+764

Entrega 00+983

Entrega 01+429

Entrega 02+473,5

Entrega 02+903,6

Entrega 02+651,3

Entrega 02+858

Entrega 03+077,4

Entrega 03+114,5

Entrega 06+035

Entrega 07+548

Entrega 07+885,5

Entrega 12+414

Entrega 13+454

5. Cálculo del borde libre

Utilizamos la relación (y/H), donde;

y = Tirante de la canoa

H = Altura total de la canoa 0,23 m

Tomamos H= 0,30

Borde libre= (H-Y) 0,12 m

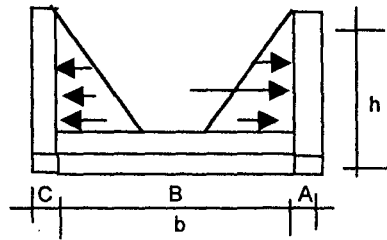
Diseño Estructural de Entrega Lateral tipo ; Q = 0.500 M3/seg.

I. Cuerpo de Entrega

A. Dimensionamiento

Altura de la Entrega (h) =	0,3 m
Ancho de la Entrega (b) =	0,8 m
Espesor de Losa (e) =	0,15 m
Peso Especifico del Concreto(C)	2400 Kg/m3
Peso Especifico del Agua (w) =	1000 Kg/m3
γ_{ADm} del terreno =	2 Kg/cm ²

B. Diagrama de Cuerpo Libre ; Entrega Lateral con Agua



C. Momento en el Punto "A" Generado por la presión lateral del agua

$$Ma = P \cdot h/3 = (p \cdot h^2)/2 \cdot h/3$$

$$Ma = 4,5 \text{ Kg-m}$$

D. Momento en el Centro de la losa

$$Mc = ((1/8 \cdot w \cdot L^2) - Ma)$$

$$\text{Peso de agua} = (b \cdot h \cdot 1000) = 240 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de Losa} = (b + 2e) \cdot e \cdot c \cdot 1.00 = 396 \text{ Kg}$$

$$W = (\text{Peso agua} + \text{peso losa}) = 636 \text{ Kg}$$

$$L = 0,8 \text{ m}$$

$$Mc = 46,38 \text{ Kg-m}$$

E. Reacción del Terreno Sobre la Estructura

$$\text{Presión Sobre el Terreno (PT)} = (\text{peso de muros} + \text{peso de losa} + \text{peso de agua}) / (b + 2e) \dots\dots\dots A$$

$$\text{Peso de Muros} = e \cdot h \cdot c \cdot p \cdot 2$$

$$\text{Peso de Muros} = 216 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de Losa} = (b + 2e) \cdot e \cdot c \cdot 1.00$$

$$\text{Peso de Losa} = 396 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de Agua} = h \cdot b \cdot p \cdot 1.00$$

$$\text{Peso de Agua} = 240 \text{ Kg}$$

$$\text{Area} = (b + 2e) \cdot 1.00$$

$$\text{Area} = 1,10 \text{ M}^2$$

$$\text{Peemplazando 1,2,3y4 en "A"}$$

$$\text{Presión del Terreno (PT)} = 774,55 \text{ Kg/m}^2 =$$

$$0,077 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Factor de Seguridad} = 2 \text{ Kg/cm}^2 / (PT) \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\text{Factor de Seguridad} = 2/PT > 2 ; \text{ok}$$

$$\text{Factor de Seguridad} = 25,82 > 2 ; \text{ok}$$

D.-Diseño por Rotura

Cálculo del acero principal en muros

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_c = 6 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

$$Ma = 0,90 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \cdot (w(1 - 0,59))$$

$$4,5 \cdot 10^2 = 0,90 \cdot 210 \cdot 100 \cdot 9,52 \cdot w \cdot (1 - 0,59 \cdot W)$$

$$450 = 1010619,59w^2 - 1712914,56w + 450 = 0$$

$$\begin{aligned} a &= 1010619,59 \\ b &= -1712914,56 \\ c &= 450 \\ b^2 - 4ac &= 2,9323E+12 \\ D &= 1712383,48 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_1 &= 1,6947 \\ w_2 &= 0,0003 \\ As &= (w \cdot (f_c / f_y) \cdot b \cdot d) = 0,00009 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Acero mínimo

$$As' = 0,0015 \cdot b \cdot e = 2,25 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S_{3/8} = (100 \cdot Ab) / As = 31,56 \text{ cm}$$

$$S_{1/2} = (100 \cdot Ab) / As = 57,33 \text{ cm}$$

$$S_{5/8} = (100 \cdot Ab) / As = 88,89 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo

$$S_{max} = 3 \cdot d = 27 \text{ cm}$$

$$S_{ma} = 45 \text{ cm}$$

45 cm, tomamos el menor

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

Acero en muros de entrega lateral=Refuerzo de 3/8" @ 0,25m

Losa

$$Mc = 0,90 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \cdot (w(1 - 0,59))$$

$$46,38 \cdot 10^4 = 0,90 \cdot 210 \cdot 100 \cdot 90,52^2 \cdot w \cdot (1 - 0,59 \cdot w)$$

$$1010619,59w^2 - 1712914,56w + 4638 = 0$$

$$\begin{aligned} a &= 1010619,59 \\ b &= -1712914,56 \\ c &= 4638 \\ b^2 - 4ac &= 2,9153E+12 \\ D &= 1707432,95 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_1 &= 1,6922 \\ w_2 &= 0,0027 \end{aligned}$$

$$As = (w \cdot (f_c / f_y) \cdot b \cdot d) = 0,00 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$As' = 0,0015 \cdot b \cdot e = 2,25 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S_{3/8} = (100 \cdot Ab) / As = 31,56 \text{ cm}$$

$$S_{1/2} = (100 \cdot Ab) / As = 57,33 \text{ cm}$$

$$S_{5/8} = (100 \cdot Ab) / As = 88,89 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo

$$S_{max} = 3 \cdot d = 27 \text{ cm}$$

$$S_{ma} = 45 \text{ cm}$$

45 cm, tomamos el menor

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

Acero en losa de entrega lateral=Refuerzo de 3/8" @ 0,25m

Cálculo del acero de temperatura

Muros

$$As_{\text{Temperatura}} = 0,0025 \cdot b \cdot e = 3,75 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S_{3/8} = (100 \cdot Ab) / As = 18,93 \text{ cm}$$

$$S1/2=(100*Ab)/As \quad 34,40 \text{ cm}$$

$$S5/8=(100*Ab)/As \quad 53,33 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo

$$S_{max}=3*d \quad 27 \text{ cm}$$

$$S_{ma}=45\text{cm} \quad 45 \text{ cm, tomamos el menor}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

Acero de temperatura en muros= Refuerzo de 3/8"@ 0,25m

Losa

$$As_{\text{Temperatura}}= 0,0018*b*e \quad 2,7 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S3/8=(100*Ab)/As \quad 26,30 \text{ cm}$$

$$S1/2=(100*Ab)/As \quad 47,78 \text{ cm}$$

$$S5/8=(100*Ab)/As \quad 74,07 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo

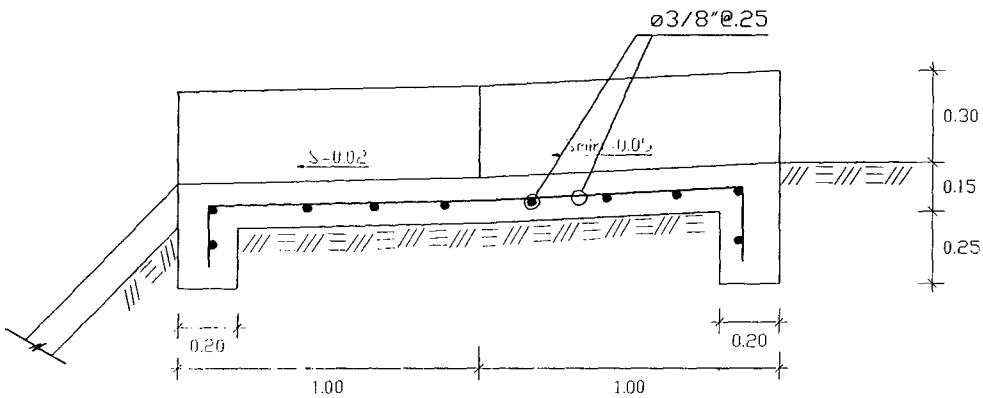
$$S_{max}=3*d \quad 27 \text{ cm}$$

$$S_{ma}=45\text{cm} \quad 45 \text{ cm, tomamos el menor}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos tenemos:

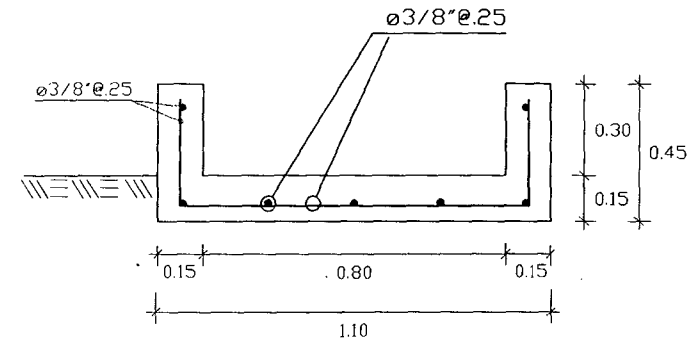
Acero de temperatura en losa= Refuerzo de 3/8"@ 0,25m

ENTREGA LATERAL DISEÑO FINAL



SECCION C-C

Escala 1/25



SECCION D-D

Escala 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
Concreto:	
	$F'c=175 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO:	
	$Fy=4,200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento:	
	Losa: 7.50cm.
	Muro: 4.00cm.

DETERMINACION DE LA SUB ESTRUCTURA (PUENTE VEHICULAR)

- **CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE**

POR PESO PORPIO :

PESO DE VIGA SARDINEL = 0,315 Tn/M2 = 0,63 Tn/M

PESO DE LOSA = 0,72 * 4,50 X 2,25/2,25 = 3,24 Tn/M

$W_D = 3,87 \text{ Tn/M}$

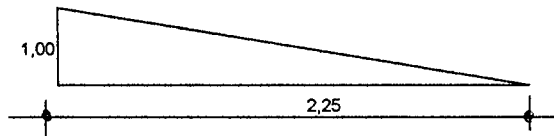
POR SOBRECARGA (S/C)

RUEDA MAS PESADA = 8,00 Tn

POR PESO PROPIO

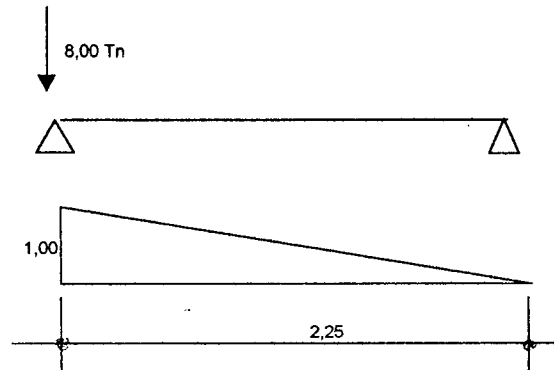


$W_D = 3,87 \text{ Tn/m}$



$V_D = 3,87 * 2,25 * 1,00/2 = 4,35 \text{ Tn}$

POR SOBRE CARGA



$V_{s/c} = 8 * 1,00/2 = 4,00 \text{ Tn}$

POR IMPACTO

$V_i = I * V_{s/c}$

$V_i = 0,30 * 4,00 = 1,2 \text{ Tn}$

- **CALCULO DEL ANCHO DE CAJUELA**

a) POR APLASTAMIENTO :

$\frac{P_u}{p} \leq 0,85 \frac{\sqrt{A}}{A} * A \leq f'c * A$ 1

$$A_1 = 100 * b$$

$$P_u = V_u = \text{CORTANTE DE DISEÑO} : V_u = 1,3 [V_D + 1,67 (V_s/c + V_l)]$$

$$V_u = 16,94 \text{ Tn}$$

REEMPLAZANDO EN 1

$$\frac{16\,940 \text{ kg}}{0,70} = 1,7 * 175 * 100 * b$$

$$b = 0,81 \text{ cm}$$

b) POR CONCEPTO DE SISMO (ACI)

$$L_s = 20,3 + 0,167 L$$

$$L_s = 20,3 + 0,167 * 2,25$$

$$L_s = 20,68 \text{ cm}$$

ADOPTAREMOS : $L_s = 25,00 \text{ cm}$

- CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

$$0,4 f_y \geq \frac{0,15 R_{MAX}}{0,25 * H^2 d^2 n'} \quad \text{DONDE ;}$$

R_{MAX} = REACCION DEBIDO A LA SUPER ESTRUCTURA ($V_D + V_s/c$)

d = DIAMETRO DE LA VARILLA DE ACERO CORRUGADO

n = NUMERO DE VARILLAS NECESARIAS

$$f_y = 60\,000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$0,4 * 60\,000 = \frac{0,15 * (4\,350 \text{ kg} + 4\,000 \text{ kg}) * 2,2}{0,25 * \pi^2 * (1/2)^2 * n}$$

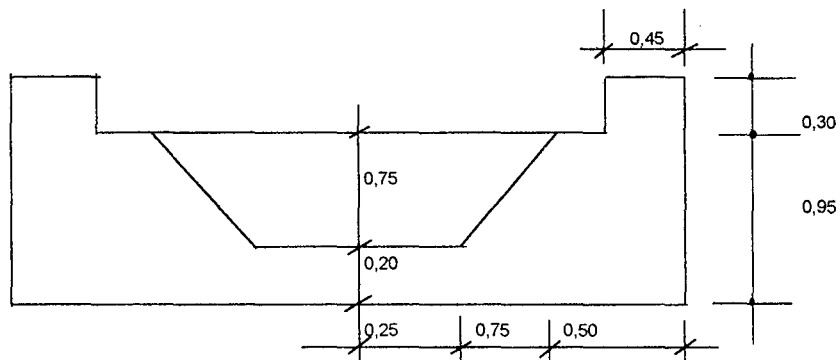
$$n = 0,97 \approx 1,00 \text{ VARILLA}$$

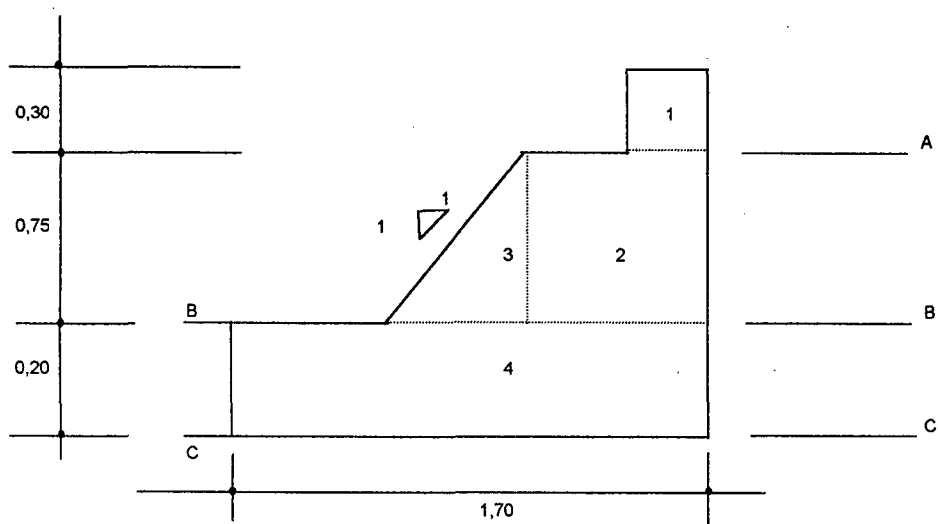
SE ADOPTARA $\phi 1/2'' \phi 1,00$

$$\text{LONGITUD DE LA VARILLA} : 36 \phi = 36 * 1/2 = 18'' = 45 \text{ cm}$$

$$L = 45 \text{ cm}$$

- CALCULO DEL ESTRIBO





- CALCULO DEL EMPUJE DE TIERRAS

SECCION A - A

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$h = Ws/c/Tt = 0,96/1,60 = 0,60 \text{ m}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$C = Tg^2 (45 - \phi/2); \phi = 30^\circ$$

$$C = 0,333$$

EMPUJE DE TIERRAS :

$$E = 1/2 \gamma H (h + 2h') * c$$

$$E = 1/2 * 1,6 * 0,30 (0,30 + 2 * 0,60) * 0,333$$

$$E = 0,12 \text{ Tn}$$

$$Ev = E \text{ SEN } \phi/2 = 0,12 * \text{SEN } (30/2) = 0,031$$

$$Ev = E \text{ COS } \phi/2 = 0,12 * \text{COS } (30/2) = 0,116$$

PUNTO DE APLICACIÓN

$$d = \frac{1}{3} * h * \frac{(h + 3h')}{h + 2h'} = \frac{1}{3} * 0,30 * \frac{(0,30 + 3 * 0,60)}{0,30 + 2 * 0,60}$$

$$d = 0,14 \text{ m}$$

FUERZA DE VOLTEO

	Pi (Tn)	Mi (Tn)
Ev	0,3105	0,0699
ΣFc	<u>0,0310</u>	<u>0,0139</u>
	0,3415	ΣME 0,0838

$$X_E = \frac{\Sigma ME}{\Sigma Fc} = \frac{0,0838}{0,3415} = 0,245 \text{ M}$$

$$Z = \frac{\sum Mh}{\sum Fc} = \frac{0,016}{0,3415} = 0,0468 \text{ M}$$

$$e = \frac{B}{Z} - (X - Z) = \frac{0,45}{2} - (0,245 - 0,0468)$$

$$e = 0,0268 \text{ M}$$

$$e_{\text{MAX}} = \frac{B}{6} = \frac{0,45}{6} = 0,075 > 0,0268 \dots \text{ OK}$$

CHEQUEO O VERIFICACION
POR COMPRESIONES Y TRACCIONES :

$$T = \frac{\sum F_E}{A} = (1 \pm \frac{6e}{B})$$

$$T = \frac{0,3415}{1 \cdot 0,45} \cdot (1 \pm \frac{6 \cdot 0,0268}{0,45})$$

$$T (+) = 1,03 \text{ Tn}$$

$$T (-) = 0,50 \text{ Tn}$$

ESFUERZO DE COMPRESION DEL CONCRETO

$$f_c = 0,4 f'c = 0,40 \cdot 175 = 70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 700 \text{ Tn/m}^2$$

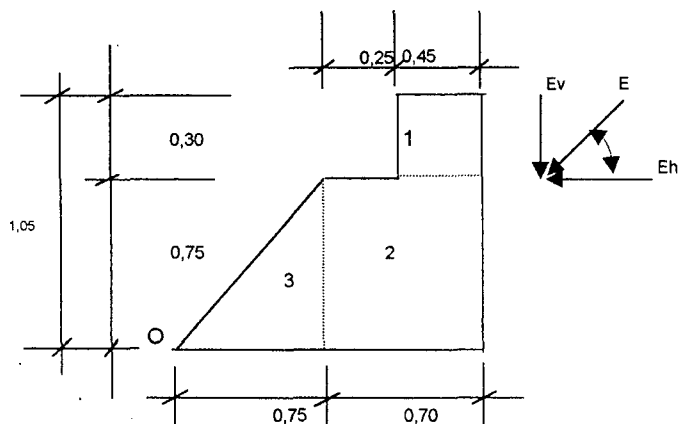
POR VOLTEO

$$C.V = \frac{\sum M_E}{\sum M_n} = \frac{0,0838}{0,016} = 5,20 > 2 \dots \text{ OK}$$

POR DESLIZAMIENTO

$$C.D = \frac{\sum F_E \cdot f}{\sum F_h} = \frac{0,3415 \cdot 0,70}{0,016} = 2,10 > 2 \dots \text{ OK}$$

SECCION B - B
ESTRIBO SIN PUENTE Y CON RELLENO SOBRECARGADO



EMPUJE DE TIERRAS

$$h = 1,05$$

$$E = \frac{1}{2} Th (h + 2h') \cdot c$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot 1,6 \cdot 1,05 \cdot (1,05 + 2 \cdot 0,60) \cdot 0,333$$

$$E = 0,63 \text{ Tn}$$

$$E_v = E \text{ SEN } \phi/2 = 0,63 \cdot \text{SEN } 30/2 = 0,163 \text{ Tn}$$

$$E_h = E \text{ COS } \phi/2 = 0,63 \cdot \text{COS } 30/2 = 0,609 \text{ Tn}$$

PUNTO DE APLICACIÓN

$$d = \frac{h}{3} \cdot \left(\frac{h + 3h'}{h + 2h'} \right); h = 1,05 \text{ m}, h' = 0,60 \text{ m}$$

$$d = \frac{1}{3} \cdot 1,05 \cdot \left(\frac{1,05 + 3 \cdot 0,60}{1,05 + 2 \cdot 0,60} \right)$$

$$d = 0,443 \text{ m}$$

FUERZAS DE VOLTEO

Eh	Pi (Tn)	BRAZO PALANCA	Mi (Tn)
ΣFh	0,609	0,443	ΣMh 0,2698

FUERZAS ESTABILIZADORAS

	Pi (Tn)	BRAZO PALANCA	Mi (Tn - M)
1	0,3105	1,225	0,3804
2	1,2075	1,100	1,3283
3	0,6469	$1/3 \cdot 0,75 = 0,50$	0,3235
Ev	<u>0,1630</u>	1,45	0,2364
ΣF_E	2,3279		ΣM_E 2,2686

$$X_E = \frac{\Sigma M_E}{\Sigma F_E} = \frac{2,2686}{2,3279} = 0,9745 \text{ M}$$

$$Z = \frac{\Sigma Mh}{\Sigma F_E} = \frac{2,2686}{2,3279} = 0,1159 \text{ M}$$

$$e = \frac{B}{Z} - (X - Z) = \frac{0,45}{2} - (0,9745 - 0,1159)$$

$$e = 0,1336 \text{ M}$$

$$e_{MAX} = \frac{B}{6} = \frac{0,45}{6} = 0,242 \text{ m} > e$$

CHEQUEOS O VERIFICACIONES

POR COMPRESIONES Y TRACCIONES

$$T = \frac{\Sigma F_E}{A} = \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$T(\pm) = \frac{2,3279}{1 * 1,45} * \left(1 \pm \frac{6 * -0,1336}{1,45}\right)$$

$$T(+) = 0,72 \text{ Tn/m}^2$$

$$T(-) = 2,50 \text{ Tn/m}^2 < 700 \text{ Tn/m}^2$$

POR VOLTEO

$$C.V = \frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_n} = \frac{2,2686}{0,2698} = 8,40 > 2$$

POR DESLIZAMIENTO

$$C.D = \frac{\Sigma F_E * f}{\Sigma F_h} = \frac{2,3279 * 0,70}{0,609} = 2,70 > 2$$

ESTRIBO CON PUENTE Y RELLENO SOBRECARGADO

FUERZAS DEBIDO AL PUENTE

$$R_D = 4,35 \text{ Tn}$$

$$R_C = 4,00 \text{ Tn}$$

REACCION ACTUANTE

$$R = \frac{R_D + R_C}{\text{ANCHO DEL ESTRIBO}}$$

$$R = \frac{(4,35 + 4,00)}{5,00} = 1,67 \text{ Tn/m}$$

POR TRATARSE DE UN PUENTE PARA INSPECCION ; SE CONSIDERA SOLO FUERZAS DE FRICCION Y NO SE TENDRA EN CUENTA LA FUERZA DE FRENADO

$$E_f = 5\% R_D = 0,05 * 4,35 = 0,2175 \text{ Tn/m}$$

$$E_f = 0,2175/5,00 = 0,0435 \text{ Tn/m}$$

FUERZAS DE VOLTEO

	Pi (Tn)	BRAZO PALANCA	Mi (Tn - M)
Eh	0,609	0,443	0,2698
Ef	0,0435	0,750	0,0326
ΣF_E	0,6525		0,3024

FUERZAS ESTABILIZADORAS

	Pi (Tn)	Mi (Tn - M)
FUERZAS ESTABILIZADORAS DE ESTRIBOS	2,3279	2,2686
SIN PUENTE Y CON RELLENO SOBRECARGA		
REACCION DEL PUENTE	1,670	1,4613
	ΣF_E 3,9979	ΣM_E 3,7299

$$X_E = \frac{\Sigma M_E}{\Sigma F_E} = \frac{3,7299}{3,9979} = 0,9330$$

$$Z = \frac{\Sigma M_h}{\Sigma F_E} = \frac{0,3024}{3,9979} = 0,0756$$

$$e = \frac{B}{Z} - (X - Z) = \frac{0,45}{2} - (0,933 - 0,0756)$$

$$e = 0,1324 \text{ M}$$

$$e_{\text{MAX}} = \frac{0,45}{6} = 0,242 \text{ m} > e$$

CHEQUEOS O VERIFICACIONES

POR COMPRESIONES Y TRACCIONES

$$T = \frac{\Sigma F_E}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$T(\pm) = \frac{3,9979}{1 \cdot 1,45} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot -0,1324}{1,45}\right)$$

$$T(+) = 1,25 \text{ Tn/m}^2$$

$$T(-) = 4,20 \text{ Tn/m}^2 < 700 \text{ Tn/m}^2$$

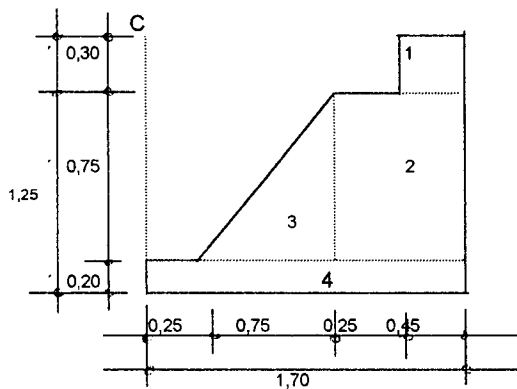
POR VOLTEO

$$C.V = \frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_h} = \frac{3,7299}{0,3024} = 12 > 2 \text{ OK}_i$$

POR DESLIZAMIENTO

$$C.D = \frac{\Sigma F_E \cdot f}{\Sigma F_h} = \frac{3,9979 \cdot 0,70}{0,6525} = 4,3 > 2 \text{ OK}_i$$

SECCION C - C



ESTRIBO SIN PUENTE Y CON RELLENO SOBRECARGADO
EMPUJE DE TIERRAS

$$\begin{aligned}
 h &= 1,25 \text{ m} \quad h' = 0,60 \text{ m} \\
 E &= 1/2 Th (h + 2 h') * C \\
 E &= 1/2 * 1,6 * 1,25 * (1,25 + 2 * 0,60) * 0,333 \\
 E &= 0,816 \text{ Tn} \\
 E_v &= E \text{ SEN } \phi/2 = 0,211 \text{ Tn} \\
 E_h &= E \text{ COS } \phi/2 = 0,788 \text{ Tn}
 \end{aligned}$$

PUNTO DE APLICACIÓN

$$d = \frac{h}{3} \frac{(h + 3h')}{h + 2 h'}$$

$$d = \frac{1,25}{3} * \frac{(1,25 + 3 * 0,60)}{1,25 + 2 * 0,60}$$

$$d = 0,519 \text{ m}$$

FUERZA DE VOLTEO

	Pi (Tn)	Mi (Tn - M)
	0,788	0,409
ΣF_h	0,788	ΣM_h 0,4090

FUERZA ESTABILIZADORAS

	Pi (Tn)	BRAZO PALANCA	Mi (Tn - M)
1	0,3105	1,475	0,4580
2	1,2075	1,350	1,6301
3	0,6469	0,750	0,4852
4	0,782	0,850	0,6647
Ev	0,2110	1,700	0,3587
ΣF_E	3,1579		ΣM_E 3,5967

$$X_E = \frac{\Sigma M_E}{\Sigma F_E} = \frac{3,5967}{3,1579} = 1,139 \text{ M}$$

$$Z = \frac{\Sigma M_h}{\Sigma F_E} = \frac{0,4090}{3,1579} = 0,1295 \text{ M}$$

$$e = \frac{B}{Z} - (X - Z) = \frac{0,70}{2} - (1,139 - 0,1295)$$

$$e = 0,1595 \text{ M}$$

$$e_{MAX} = \frac{B}{6} = \frac{0,70}{6} = 0,283 \text{ m} > e$$

CHEQUEOS O VERIFICACIONES

POR COMPRESIONES Y TRACCIONES

$$T = \frac{\Sigma F_E}{A} \cdot (1 \pm \frac{6 e}{B})$$

$$T(+) = \frac{3,1579}{1 * 1,70} * (1 + \frac{6 * -0,1595}{1,70})$$

$$T(-) = 2,90 \text{ Tn/m}^2 < 10 \text{ Tn/m}^2 = T_c$$

POR VOLTEO

$$C.V = \frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_h} = \frac{3,5967}{0,4090} = 8,80 > 2 \text{ OK ;}$$

POR DESLIZAMIENTO

$$C.D = \frac{\Sigma F_E \cdot f}{\Sigma F_h} = \frac{3,1579 \cdot 0,65}{0,788} = 2,60 > 2 \text{ OK ;}$$

ESTRIBOS CON PUENTE Y RELLENO SOBRECARGADO

FUERZA DE VOLTEO

	Pi (Tn)	BRAZO PALANCA	Mi (Tn - M)
Eh	0,788	0,519	0,4090
Ef	0,0435	1,050	0,0457
ΣF_h	0,8315		0,4547

FUERZAS ESTABILIZADORAS :

FUERZAS ESTABILIZADORAS DEL ESTRIBO SIN PUENTE Y RELLENO SOBRECARGADO

	Pi (Tn)	Mi (Tn - M)
	3,1579	3,5967
R	1,670	1,8788
ΣF_E	4,8279	ΣM_E 5,4755

$$X = \frac{\Sigma M_E}{\Sigma F_E} = \frac{5,4755}{4,8279} = 1,1342 \text{ M}$$

$$Z = \frac{\Sigma M_h}{\Sigma F_E} = \frac{0,4503}{4,8279} = 0,0933 \text{ M}$$

$$e = \frac{B}{Z} - (X - Z) = \frac{0,70}{2} - (1,1342 - 0,0933)$$

$$e = -0,1909 \text{ M}$$

$$e_{MAX} = 0,283 \text{ m} > e \text{ OK}$$

CHEQUEOS O VERIFICACIONES

POR COMPRESIONES Y TRACCIONES

$$T = \frac{\Sigma F_E}{A} \cdot (1 \pm \frac{6 e}{B})$$

$$T(\pm) = \frac{4,8279}{1 \cdot 1,70} \cdot (1 \pm \frac{6 \cdot -0,1909}{1,70})$$

$$T(-) = 4,80 \text{ Tn/m}^2 > 10 \text{ Tn/m}^2 \text{ OK !}$$

POR VOLTEO

$$C.V = \frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_h} = \frac{3,4755}{0,4547} = 12,0472 > 2 \text{ OK !}$$

POR DESLIZAMIENTO

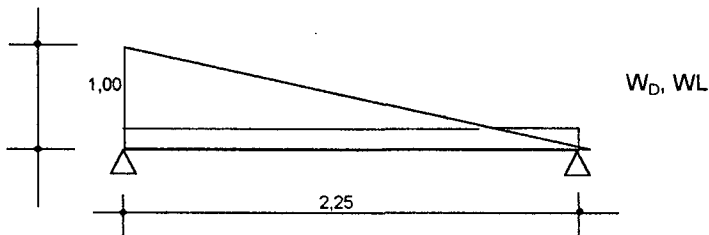
$$C.D = \frac{\sum F_v \cdot f}{\sum F_h} = \frac{4,8279 \cdot 0,65}{0,8315} = 3,8072 > 2 \text{ OK}$$

SUBESTRUCTURA PUENTE PEATONAL CALCULO DE LA FUERZA ACTUANTE EN EL ESTRIBO

- CARGA PERMANENTE

PESO DE VIGA + BARANDA	= 0,232 Tn/m * 2	= 0,464 Tn/m
PESO DE LOSA	= 0,36 Tn/m * 2,25 * 1,7/2,25	= 0,612 Tn/m
		1,076 Tn/m
- SOBRECARGA

S/C	= 0,50 Tn/m
-----	-------------



POR CARGA PERMANENTE
 $VD = 1,076 \cdot 2,25 \cdot 1,00/2 = 1,211 \text{ Tn}$

POR SOBRE CARGA

$$Vs/c = 0,50 \cdot 2,25 \cdot 1,00/2 = 0,563 \text{ Tn}$$

CORTANTE TOTAL ACTUANTE

$$Pu = 1,5 V_D + 1,8 V_L$$

$$Pu = 2,83 \text{ Tn}$$

DETERMINACION DEL ANCHO DE CAJUELA DEL ESTRIBO
 POR APLASTAMIENTO

$$\frac{Pu}{p} \leq 0,85 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \cdot A_1 \leq 1,7 f'c A_1$$

$$\frac{Pu}{p} \leq 1,70 f'c A_1$$

$$\frac{2,830}{0,70} = 1,7 * 175 * 100 * b$$

$$b = 0,14 \text{ cm}$$

POR CONCEPTO DE SISMO

$$L_s = 20,3 + 0,167 L$$

$$L_s = 20,3 + 0,167 * 2,25$$

$$L_s = 20,68 \text{ cm} \rightarrow \text{ADOPTAMOS } L_s = b = 25 \text{ cm}$$

CALCULO DEL ANCLAJE EN LOS APOYOS

$$0,4 f_y \geq \frac{0,25 R_{MAX}}{0,25 * \pi^2 d^2 n'} \quad \text{DONDE ;}$$

d = DIAMETRO DE VARILLA DE ACERO CORRUGADO

n = NUMERO DE VARILLAS NECESARIAS

R_{MAX} = REACCION MAXIMA DEBIDO A LA SUPER ESTRUCTURA ($V_D + V_s/c$)

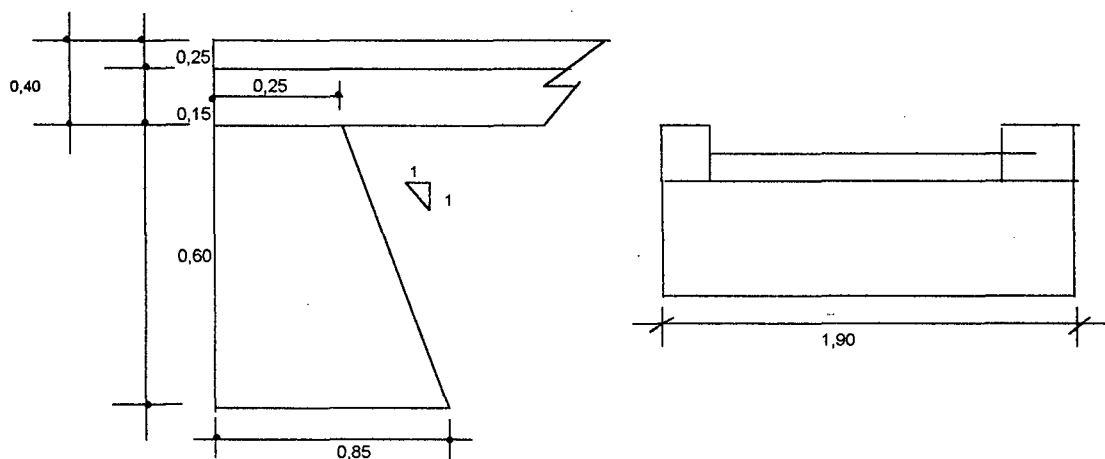
$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 60\,000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$0,4 * 60\,000 = \frac{0,25 * (1,211 + 0,563) * 1000 * 2,2}{0,25 * \pi^2 * 1,2^2 * n^2}$$

$$n = 0,17$$

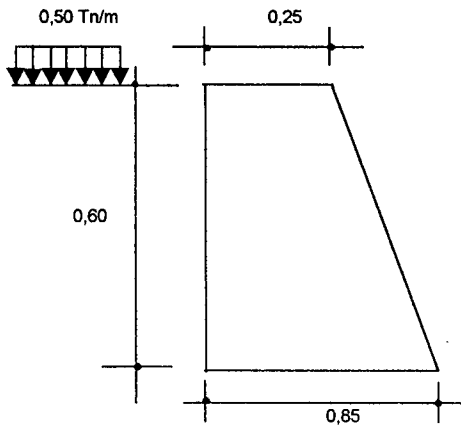
SE TOMARA 2 ϕ 1/2" DE LONGITUD 18" = 45,00 cm

CALCULO DEL ESTRIBO



ESTRIBO SIN PUENTE Y CON RELLENO SOBRECARGADO

$h = 1,60 \text{ Tn/m}^3$
 $\phi = 30^\circ$
 $f = 0,65$



$h = 0,60 \text{ m}$
 $h' = \frac{0,50}{1,60} = 0,3125 \text{ M}$

$\phi = 30^\circ$
 $C = \text{Tg} (45^\circ - \phi / 2)$
 $C = \text{Tg} (45^\circ - 30 / 2)$
 $C = 0,333$

EMPUJE DE TIERRAS

$E = 1/2 \gamma h (h + 2h') * C$
 $E = 1/2 * 1,6 * 0,60 * (0,60 + 2 * 0,3125) * 0,333$
 $E = 0,196 \text{ Tn}$

EMPUJE VERTICAL

$EV = E \text{ SEN } (\phi/2) = 0,051 \text{ Tn}$
 $EV = 0,051 \text{ Tn}$

EMPUJE HORIZONTAL

$EV = E \text{ COS } (\phi/2) = 0,189 \text{ Tn}$
 $EV = 0,189 \text{ Tn}$

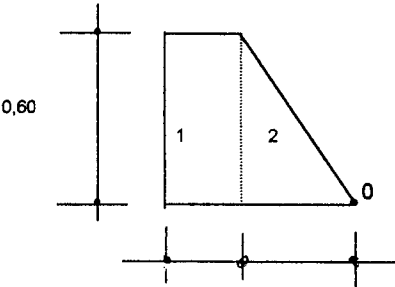
PUNTO DE APLICACIÓN

$d = \frac{h}{3} * \frac{(h + 3 h')}{h + 2 h'}$
 $d = \frac{0,60}{3} * \frac{(0,60 + 3 * 0,3125)}{0,60 + 2 * 0,3125}$

$d = 0,251 \text{ m}$

	Pi (Tn)	BRAZO PALANCA	Mi (Tn - M)
Eh	0,189	0,251 m	0,047
ΣF_h	0,189		ΣF_h 0,047

FUERZA ESTABILIZADORAS



	Pi (Tn)	BRAZO PALANCA	Mi (Tn - M)
P1	0,345	0,725	0,2501
P2	0,189	2/3 x 0,60	0,1656
Ev	0,051	0,85	0,0434
ΣF_v	0,810		ΣM_v 0,4591

$$X_v = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma F_v} = \frac{0,4591}{0,810} = 0,5668 \text{ M}$$

$$Z = \frac{\Sigma M_h}{\Sigma F_v} = \frac{0,047}{0,81} = 0,058 \text{ M}$$

$$e = \frac{B}{Z} - (X - Z) = \frac{0,85}{2} - (0,5668 - 0,0580)$$

$$e = -0,0838 \text{ M}$$

$$e_{MAX} = \frac{B}{6} = \frac{0,85}{6} = 0,142 > e \text{ OK}$$

CHEQUEOS O VERIFICACIONES

POR VOLTEO

$$eV = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_h} = \frac{0,4591}{0,047} = 9,8 > 2$$

POR DESLIZAMIENTO

$$C.D = \frac{\Sigma F_v \cdot f}{\Sigma F_h} = \frac{0,81 \cdot 0,65}{0,189} = 2,8 > 2$$

POR TRACCIONES Y COMPRESIONES

$$T = \frac{\Sigma F_v}{1 \cdot B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$T = \frac{0,81}{0,85 \cdot 1} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot -0,0838}{0,85} \right)$$

$$T(+) = 0,39 \text{ Tn/m}^2$$

$$T(-) = 1,52 \text{ Tn/m}^2$$

ESTRIBOS CON PUENTE Y RELLENO SOBRECARGADO

FUERZA DEBIDO AL PUENTE

$$R_D = 1,122 \text{ Tn}$$

$$R_L = 0,563 \text{ Tn}$$

$$R = (R_D + R_C) = (1,211 + 0,563) = 0,934 \text{ Tn/m}$$

ANCHO ESTRIBO

FUERZA DE FRICCIÓN EN LOS APOYOS

$$E_f = 5 \% R_D = 0,05 * 1,211 = 0,061 \text{ Tn}$$

$$E_f = 0,061 \text{ Tn} / 1,90 = 0,032 \text{ Tn/m}$$

FUERZAS DE VOLTEO

	Pi (Tn)	Mi (Tn - M)
Eh	0,189	0,0470
Ef	0,032	0,0192
ΣF_h	0,221	ΣM_h 0,0662

FUERZA ESTABILIZADORA

FUERZA ESTABILIZADORAS DE ESTRIBOS

SIN PUENTE Y CON RELLENO SOBRECARGADO

	Pi (Tn)	BRAZO PALANCA	Mi (Tn - M)
	0,810		0,4591
R	0,934	0,725	0,6772
ΣF_h	1,744		1,1363

$$X_v = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma F_v} = \frac{1,1363}{1,744} = 0,6515 \text{ M}$$

$$Z_v = \frac{\Sigma M_h}{\Sigma M_v} = \frac{0,0662}{1,1363} = 0,0583 \text{ M}$$

$$e = \frac{B}{Z} - (X - Z) = \frac{0,85}{2} - (0,6515 - 0,0583) = 0,1682 \text{ M}$$

$$e = 0,142 \text{ M} > e \text{ OK}$$

$$e_{MAX} = 0,142 > e \text{ OK}$$

CHEQUEOS O VERIFICACIONES

POR VOLTEO

$$CV = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_h} = \frac{1,1363}{0,0662} = 17,2 > 2 \text{ OK}$$

POR DESLIZAMIENTO

$$C.D = \frac{\Sigma F_v * f}{\Sigma F_h}$$

$$CD = \frac{1,744 * 0,65}{0,221} = 5,13 > 2$$

POR TRACCIONES Y COMPRESIONES

$$T = \Sigma F_v \cdot (1 \pm \frac{6e}{B})$$

A

B

$$T(\pm) = \frac{1,744}{1 * 0,85} * \left(1 \pm \frac{6 * -0,1682}{0,85}\right)$$

$$T(+) = 0,38 \text{ Tn/m}^2$$

$$T(-) = 4,50 \text{ Tn/m}^2 < 10 \text{ Tn/m}^2 \text{ OK}$$

RESISTENCIA DE TRACCION DEL CONCRETO SEGÚN ACI
 $1,6 \sqrt{f'c} = 1,6 * \sqrt{175} = 21,00 \text{ kg/cm}^2 = 210 \text{ Tn/m}^2$

POR LO TANTO EL ESFUERZO DE TRACCION ES ADMISIBLE

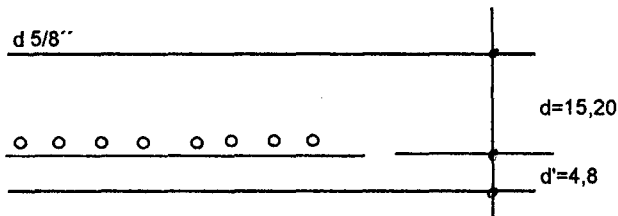
Puente vehicular: Km 12+755

A.- Dimensionamiento

Luz del puente (L)	2,00 m
Ancho del puente (a)	5,00 m
Espesor de la losa asumida (h)	0,20 m
	20 cm

B.- Pre dimensionamiento

$h = L/15$	0,13 m
$h = L/12$	0,17 m
Tomamos como espesor	0,2 m



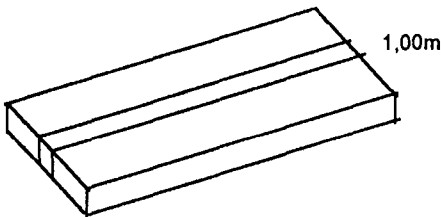
Considerando acero de refuerzo $d=5/8''$

$d' = r.e.r + d/2 = (4 + 1,6/2)$

$d = h - d'$

4,8 cm
15,2 cm

C.-Metrado de cargas

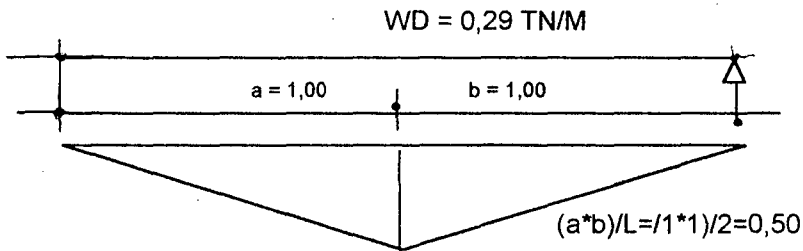


Peso propio losa = $1,0 \times 0,20 \times 2,4$

Peso propio asfalto = $1,0 \times 0,05 \times 2$

$Wd =$

C.- Momento por peso propio: (Md)



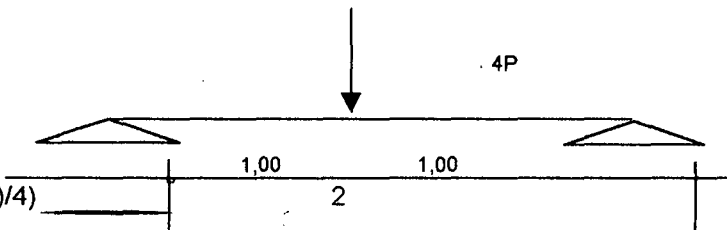
$Md = Area \times Wd$

$Area = (0,5 \times 2,0)/2$

$Md =$

D.- Momento por sobre carga: (Ml)

Considerando para 1,0m de ancho de losa y una sobrecarga americana más pasada (HS20), Pero como en una luz de 2,0m no ingresa el largo del camión, tomaremos el sgte. Análisis: Asumiendo una sola carga

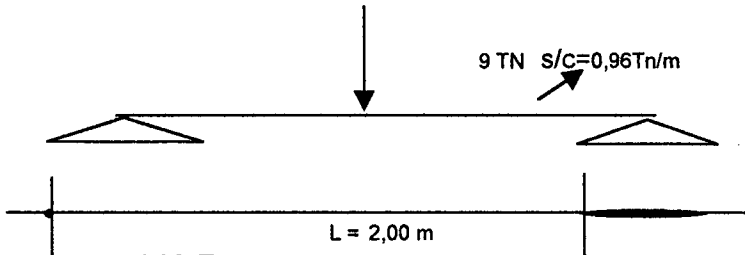


$M(s/c) = (PL/4) = ((4P) \times (2,0)/4)$

$M(s/c) = (PL/4) =$	2,00 P
$M(s/c) \text{ Resultante} = ((ms/c)/E)$	
$E = 1,219+0,06*2,0$	1,34 < 2,13
$M(s/c) \text{ Resultante} =$	1,49 Tn-m/m de losa

E.- Momento por sobre carga equivalente

Para camión normalizado
s/c = 0,96 Tn/m
Sobre carga distribuida equivalente
P = 9 Tn/m



$M(\text{equivalente}) = ((s/c*L^2)/8+(p*L)/4$	4,98 Tn-m
Como el camión ocupa longitudinal todo el largo del puente y 3,0 m de ancho del mismo	
$M(\text{equivalente}) = ((4,98/3)$	1,66 Tn-m

F.- Momento por impacto

$I = ((15,24/(38+L)$	0,38 > 0,30
$I =$	0,3
$Mi = 0,30*M(s/c)$	0,45 Tn-m

Resumen de momentos

$Md =$	0,29 Tn-m
$M(s/c) =$	2,99 Tn-m
$Mi =$	0,90 Tn-m

G.- Diseño de la losa

Por el método de rotura

$Mu = 1,3*(Md+1,67*(M(s/c)+Mi))$	8,82 Tn-m
----------------------------------	-----------

Cuantia mecánica

$w = (0,85-Raiz((0,7225-(1,7*Mu)/(0,90*f_c*b*d^2)))$	
$w =$	0,044

Acero principal: (Asp)

$As = ((w*f_c*b*d)/fy)$	16,72 cm2
-------------------------	-----------

Espaciamiento acero principal

$S(5/8) = (100*Ab/As)$	11,96 cm
Tomamos S(5/8) =	0,12 m

Acero de repartición: (Asr)

Cuando el acero es perpendicular al tráfico

$Asr = (55/RaizL)*Asp$	6,50 cm2
------------------------	----------

Espaciamiento acero repartición

$S(1/2) = (100*Ab/Asr)$	19,84 cm2
Tomamos S(1/2) =	0,20 cm2

Acero de temperatura: (Ast)

$Ast = 0,0018*b*d$	2,74 cm2
--------------------	----------

Espaciamiento acero de temperatura

$S(3/8) = (100*Ab/Ast)$	25,95 cm2
Tomamos S(3/8) =	0,25 M

Verificación del peralte efectivo

$n = Es/Ec = 2*10E6/15000*Raizf_c$	9
Cuantia = $As/b*d = r$	0,0022
$k = Raiz((r*n)*(r*n)+2*r*n))-r*n$	0,180

$$j = 1 - k/3 \quad 0,940$$

$$d = \text{Raiz} ((2Mu)/(f_c * k * j * b)) \quad 15,76 < 20,00 \text{ cm OK!}$$

Diseño de la viga de borde

Metrado de cargas

$$\text{Peso propio viga} = 0,25 * 0,50 * 2,4 \quad 0,3 \text{ Tn/m}$$

$$W_d = \quad 0,3 \text{ Tn/m}$$

Momento por peso propio

$$M_d = (w * L^2)/8 \quad 0,15 \text{ Tn-m}$$

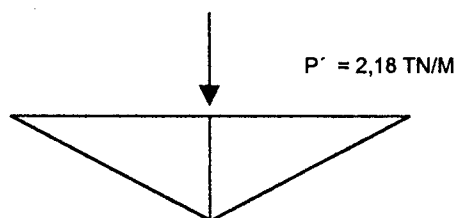
Momento por sobre carga

Sabemos que:

$$E = 1,219 + 0,06 * L \quad 1,339 < 2,13$$

Pero:

$$P' = ((P/E) * (E/2 - x)) \quad 2,18 \text{ Tn}$$



$$M(s/c) = ((P * L)/4) \quad 1,09 \text{ Tn-m}$$

Asumiendo diametro acero de refuerzo = 5/8"

$$d' = r.e.e. + d(5/8)''/2 \quad 4,8 \text{ cm}$$

$$d = (50 - 4,8) \quad 45,2 \text{ cm}$$

Momento por impacto

$$M_i = 0,30 * M(s/c) \quad 0,33 \text{ Tn-m}$$

Resumen de momentos

$$M_d = \quad 0,15 \text{ Tn-m}$$

$$M(s/c) = \quad 1,09 \text{ Tn-m}$$

$$M_i = \quad 0,33 \text{ Tn-m}$$

Diseño por rotura

$$Mu = (1,3 * (M_d + 1,67 * (M(s/c) + M_i))) \quad 3,28 \text{ Tn-m}$$

Cuantia mecànica

$$w = (0,85 - \text{Raiz}((0,7225 - (1,7 * Mu)/(0,90 * f_c * b * d^2)))) \quad 0,107$$

Acero a tracciòn

$$A_s = ((w * f_c * b * d)/f_y) \quad 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{mínimo}) = ((0,70 * \text{Raiz} f_c * b * d)/f_y) \quad 2,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomamos } A_s = \quad 6 \text{ cm}^2$$

Acero lateral

$$A_{sl} = 0,10 * A_s \quad 0,6 \text{ cm}^2$$

Acero superior

$$A_{s'} = 0,75 * A_s \quad 4,5 \text{ cm}^2$$

Diseño por cortante

Cortante actuante

$$V_u = W_u * L/2 \quad 3,28$$

$$v_u = V_u/(0,85 * b * d) \quad 3,28$$

Cortante que asimila el concreto

$$V_c = 0,53 * \text{Raiz}(f_c) \quad 7,68 > 3,28$$

Por lo tanto no requiere diseñar estribos

Puente Peatonal Km: 13+200,00**A- Dimensionamiento**

Luz de puente (L) m.	2 m
Ancho del Puente (A) m.	5 m
Espesor de losa asumida	0,15 m
Peso específico del concreto	2,4 Tn/m ³

B- Diseño de Losa**1- Metrado de cargas****1,1 Peso Propio**

$$\text{Peso losa} = e \cdot 1,0 \cdot 2,4 \quad Wd = 0,36 \text{ Tn/m}^2$$

1,2 Sobrecarga

$$S/C = 0,50 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \quad Wl = 0,5 \text{ Tn/m}^2$$

1,3 Carga Ultima

$$Wu = 1,4Wd + 1,7Wl = 1,35 \text{ Tn/m}^2$$

2- Momentos Flexionantes

$$Mu(+) = Wu \cdot L^2 / 8 = 0,68 \text{ Tn/m}^2$$

$$Mu(-) = Wu \cdot L^2 / 24 = 0,23 \text{ Tn/m}^2$$

3- Diseño Por Rotura**1- Cálculo del área de acero principal**

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fc = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ De barras} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento} = 3 \text{ cm}$$

$$dc = r.e.e. + o/2 = 3,48 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$d = e - dc = 11,52 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$Mu(+) = 0,68 \text{ Tn/m}^2$$

$$w = (0,845 - \text{Raiz}(0,7182 - 1,695 \cdot Mu(+)) \cdot 10000 / (0,90 \cdot fc \cdot b \cdot d^2))$$

$$w = 0,0250$$

$$As = (w \cdot (fc/fy) \cdot b \cdot d) = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{mínimo}) = 0,0018 \cdot b \cdot d = 2,06 \text{ cm}^2$$

Tomamos el mayor

$$As = 2,06 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S(1/2) = 7,50 \text{ cm}$$

$$S(5/8) = 14,00 \text{ cm}$$

Tomamos acero de refuerzo 5/8" @ 0,14m

2- Acero de Temperatura

$$As(\text{temperatura}) = 0,0018 \cdot b \cdot e = 2,7 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$S(3/8) = 20,00 \text{ cm}$$

Tomamos acero de temperatura 3/8" @ 0,20m

C- DISEÑO DE VIGA**1- Metrado de cargas**

$$\text{Ancho de la viga}(b) \text{ m} = 0,20 \text{ m}$$

$$\text{Altura de la viga}(h) \text{ m} = 0,45 \text{ m}$$

1,1 Peso Propio

$$\text{Peso losa} = e \cdot A/2 \cdot 1,0 \cdot 2,4 = 0,16 \text{ m}$$

$$\text{Peso viga} = b \cdot h \cdot 1,00 \cdot 2,4 = 0,22 \text{ m}$$

$$S/C = 0,50 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \quad Wd = 1,13 \text{ Tn/m}$$

1,2 Por sobrecarga

$$S/C = 0,50 \cdot A/2 \cdot 1,0 \cdot 2,4 \quad Wl = 0,12 \text{ Tn/m}$$

1,3 Carga Ultima

$$W_u = 1,4W_d + 1,7W_l \quad 1,79 \text{ Tn/m}$$

1,4 Momentos Flexionantes

$$M_u(+) = W_u \cdot L^2 / 8 \quad 3,54 \text{ Tn-m/m}$$

3- Diseño Por Rotura

Cálculo del área de acero principal

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ De barra} = 5$$

$$\text{recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ de barra de estribo} = 3$$

$$d_c = r.e.e. + 0/2 + 0 = 5,75 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$d = e - d_c = 39,25 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$M_u(+) = 3,54 \text{ Tn-m/m}$$

$$w = (0,845 - \text{Raiz}(0,7182 - 1,695 \cdot M_u(+) \cdot 100000 / (0,90 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2)))$$

$$w = 0,0607$$

$$A_s = (w \cdot (f_c / f_y) \cdot b \cdot d) = 2,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\text{mínimo})} = 0,0033 \cdot b \cdot d = 2,59 \text{ cm}^2$$

Tomamos el mayor

$$A_s = 2,59 \text{ cm}^2$$

4- Diseño Por Cortante

4,1 Cortante actuante

$$V_u = W_u \cdot L / 2 = 1,79 \text{ Tn}$$

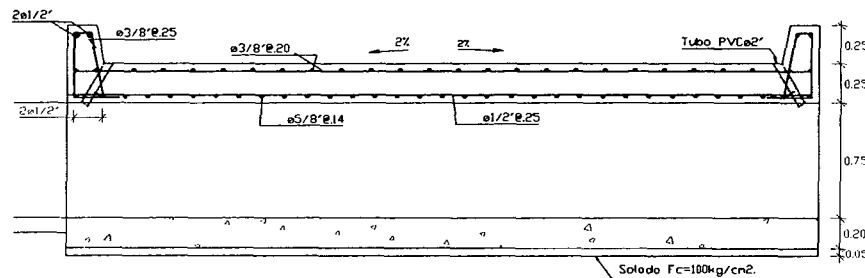
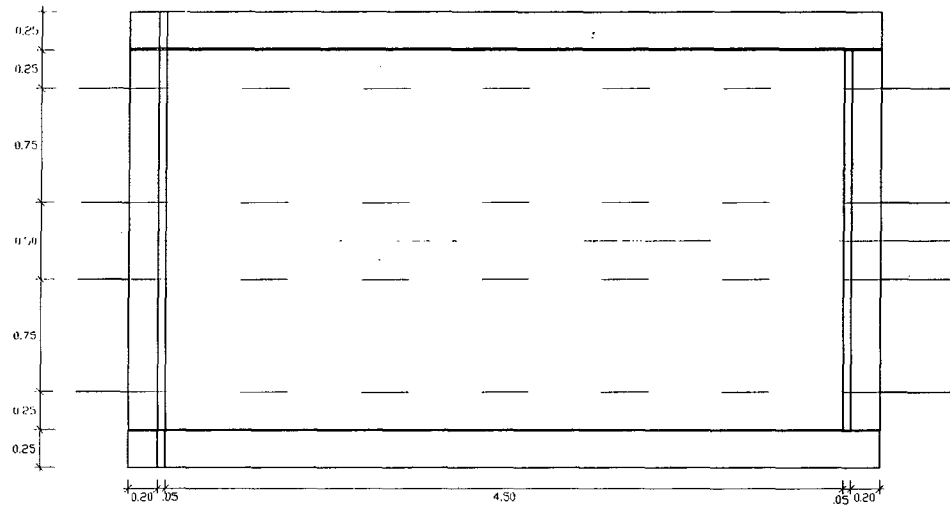
$$V_u = V_u / (0,85 \cdot b \cdot d) = 2,68 \text{ Kg/cm}^2$$

4,2 Cortante que asimila el concreto

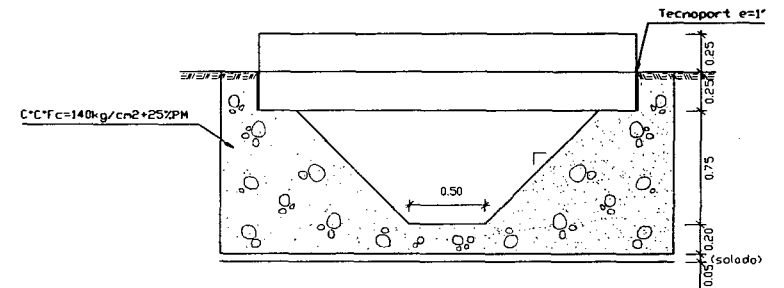
$$V_c = 0,53 \cdot \text{Raiz}(f_c) = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$V_c > V_u$; $7,68 > 2,68 \text{ Kg/cm}^2$, no necesita estribos, pero se colocará por confinamiento.

PUENTE VEHICULAR DISEÑO FINAL



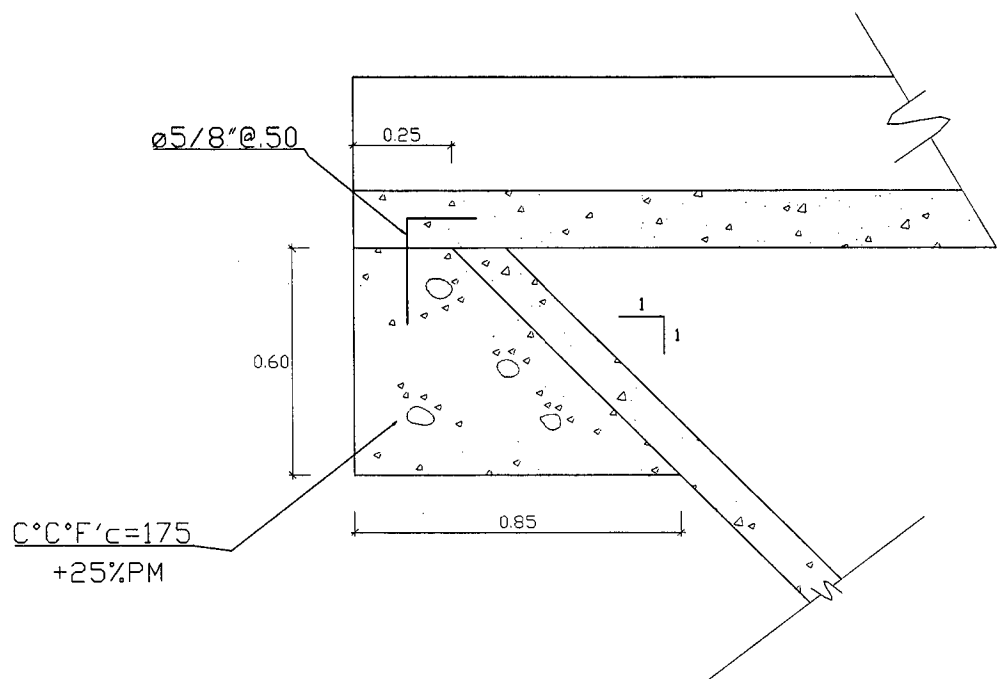
SECCION A-A
Escala 1/50



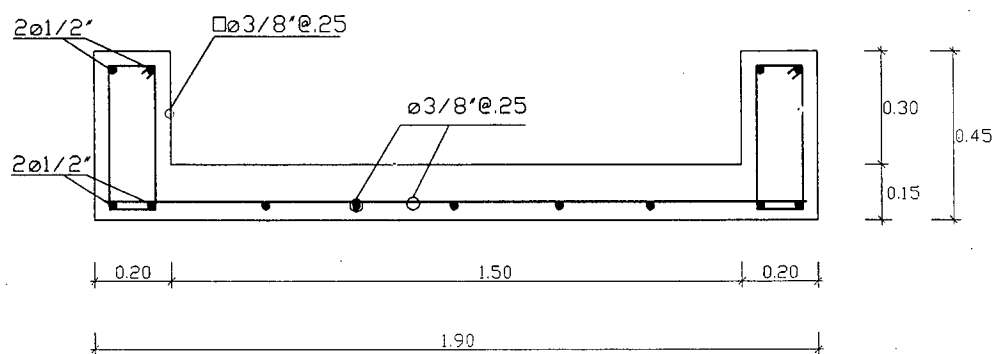
SECCION B-B
Escala 1/200

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO:	
ESTRIBOS:	Fc= 175 Kg/cm2+30%P.G.
LOSA Y VIGA :	Fc=210 Kg/cm2
ACERO :	Fy=4200 Kg/cm2
RECUBRIMIENTO :	
LOSA Y VIGA :	4.00 cm.
TRASLAPE :	ø36'
f _t :	1.5 Kg/cm2

PUENTE PEATONAL
DISEÑO FINAL



DETALLE DE ESTRIBO
Esc: 1/20



SECCION B-B
Esc: 1/20

Especificaciones Técnicas
Concreto:
Estribos: $F'c = 175 + 25\% PM$
Losa: $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
Acero: $Fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.
Recubrimiento:
Losa: 4 cm.
Vigas: 5 cm.
S/C diseño = 500 kg/cm ² .

3.2 INFORME DE LABORATORIO

IRRIGACION BIAVO MARGEN IZQUIERDA CAUDAL DE DISEÑO OBRAS DE ARTE CANAL PRINCIPAL

Nº	DESCRIPCION	UBICACIÓN P.K.	I MAX. CALCULADA mm/Hora		CAUDAL CALCULADO M3/Seg.		CAUDAL DE DISEÑO M3/SEG.
			METODO GRAFICO EST.HIDROLOGICO RIO BIAVO	METODO ANALITICO TALBOT $I = a / (b+t)$	METODO RACIONAL	METODO DE MANING	
1,1	Conducto Cubierto	00+521	22,00	23,4	4,922	5,074	5,000
1,2	Entrega Lateral	00+764	22,00	23,38	0,126	0,250	0,500
1,3	Entrega Lateral	00+983	22,00	23,38	0,252	0,445	0,500
1,4	Entrega Lateral	01+429	22,00	23,38	0,131	0,210	0,500
1,5	Canoa Baden	01+447	22,00	23,37	0,681	1,490	1,500
1,6	Entrega Lateral	02+473,50	22,00	23,38	0,129	0,280	0,500
1,7	Entrega Lateral	02+603,60	22,00	23,38	0,170	0,230	0,500
1,8	Entrega Lateral	02+651,30	22,00	23,37	0,160	0,220	0,500
1,9	Entrega Lateral	02+858,00	22,00	23,37	0,443	0,480	0,500
1,10	Entrega Lateral	03+077,40	22,00	23,37	0,219	0,360	0,500
1,11	Entrega Lateral	03+114,50	22,00	23,38	0,419	0,490	0,500
1,12	Canoa Baden	03+772,00	22,00	23,37	0,788	0,800	0,800
1,13	Alcantarilla	05+041	22,00	23,37	0,487	0,774	0,800
1,14	Alcantarilla	05+622	22,00	23,38	0,294	0,420	0,500
1,15	Entrega Lateral	06+035	22,00	23,38	0,138	0,280	0,500
1,16	Alcantarilla	06+421	22,00	23,37	0,301	0,409	0,500
1,17	Canoa Baden	07+207	22,00	23,37	0,224	0,530	0,800
1,18	Canoa Baden	07+371	22,00	23,37	0,394	0,590	0,800
1,19	Entrega Lateral	07+548	22,00	23,37	0,149	0,280	0,500
1,20	Entrega Lateral	07+885,50	22,00	23,37	0,195	0,460	0,500
1,21	Canoa Baden	07+961	22,00	23,37	0,468	0,610	0,800

PROYECTO ESTUDIO DEFINITIVO CANAL DE IRRIGACION BIAVO MARGEN IZQUIERDA. CANAL PRINCIPAL
SOLICITA DIRECCION DE ESTUDIOS- PEHCBM
TESIS: DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE CRUCE , M.I. IRRIGACION BIAVO

HOJA RESUMEN								
IDENTIFICACION	C-10	C-11	C-12	C-13	C-14	C-15		
PROGRESIVA (KM)	9+000	10+000	11+000	12+000	13+000	14+000		
MUESTRA	DENS.	DENS.	DENS.	DENS.	DENS.	DENS.		
PROFUNDIDAD (m.)	2,00	1,80	2,00	2,00	1,80	2,00		
DENSIDAD NATURAL (gr/cc.)	1,84	1,83	1,77	1,89	1,90	1,89		
HUM. NATURAL (%)	4,00	8,00	9,40	6,20	9,10	7,70		
LIM. LIQUIDO	29,90	19,90	NL	33,40	41,70	28,00		
LIM. PLASTICO (%)	12,20	10,60	-	11,70	14,90	10,00		
INDICE PLASTICO (%)	17,70	9,30	NP	21,70	26,80	18,00		
MATERIAL < 200 (%)	20,60	80,10	11,20	85,00	93,70	75,60		
P. ESPECIFICO (gr/cc)								
P. VOLUMETRIC. (kg/m3)								
CLASIF. SUCS.	GC	CL	SP-SM	CL	CL	CL		

C = CALICATA

SOLICITA DIRECCION DE ESTUDIOS- PEHCBM
TESIS: DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS
DE CRUCE M.I. IRRIGACION BIAVO

RESUMEN DE CANTERAS

	MARGEN IZQUIERDA		
IDENTIFICACION	CANT 01	CANT 02	CANT 03
MUESTRA	4+740	8+600	11+140
PROFUNDIDAD (m.)	M-1	M-1	M-1
MAX. DENS. SI (gr/cc)	1,70	1,70	1,80
O. C. H. (%)	2,020	2,140	1,970
LIM. LIQUIDO (%)	10,30	7,10	11,10
LIM. PLASTICO (%)	31,00	23,80	33,70
INDICE PLAST (%)	14,60	13,80	18,60
MATERIAL < 2 ϕ (%)	16,40	10,00	15,10
C.B.R. 100% M.D.S.	26,60	18,80	14,70
C.B.R. 95% M.D.S.	25,0	34,0	19,0
CLASIF. SUCS.	10,0	14,0	6,0
CLASIF. AASHTO.	GC	GC	GC
CALIFICACION	A-2-6(0)	A-2-4(0)	A-2-6(0)
	Terreno de Funda	Terreno de Funda	Terreno de Fund.
	Regular.	Excelente a buen	Regular.
POSIBLE UTILIZACION	RELLENO	AFIRMADO	RELLENO

MARGEN IZQUIERDA:

CANT-01 : A 50 m. DE LA CARRETERA HACIA NUEVO MUNDO.

A 50 M DEL EJE DEL CANAL

CANT-02 : A 30 m, DE LA CARRETERA A PACASMAYO

A 50 M DEL EJE DEL CANAL

CANT-03 A 120 m. DE LA CARRETERA HACIA PACASMAYO.

A 50 M DEL EJE DEL CANAL

3.3 INFORME DE HIDROLOGÍA

PROYECTO ESTUDIO DEFINITIVO CANAL DE IRRIGACION BIAVO MARGEN IZQUIERDA. CANAL PRINCIPAL
 SOLICITA DIRECCION DE ESTUDIOS- PEHCBM
 TESIS: DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE CRUCE , M.I. IRRIGACION BIAVO

HOJA RESUMEN									
IDENTIFICACION	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9
PROGRESIVA (KM)	0+000	1+000	2+000	3+000	4+000	5+000	6+000	7+000	8+000
MUESTRA	DENS.	DENS.	DENS.	DENS.	DENS.	DENS.	DENS.	DENS.	DENS.
PROFUNDIDAD (m.)	1,90	2,00	1,90	2,00	2,00	2,00	B	1,80	2,10
DENSIDAD NATURAL(gr/cc.)	1,81	1,84	1,84	1,83	1,80	1,82	O	1,85	1,79
HUM. NATURAL (%)	5,40	5,80	6,50	4,00	5,60	9,20	L	4,50	3,40
LIM. LIQUIDO (%)	24,80	32,10	28,40	25,60	28,40	32,40	N	33,80	16,80
LIM. PLASTICO (%)	16,10	16,50	10,50	10,20	9,40	14,30	E	14,40	-
INDICE PLASTICO (%)	8,70	15,60	17,90	15,40	19,00	18,10	R	19,40	NP
MATERIAL < 200 (%)	24,70	19,10	18,60	21,60	24,70	14,80	I	24,50	13,20
P. ESPECIFICO (gr/cc)							A		
P. VOLUMETRIC. (kg/m3)									
CLASIF. SUCS.	GC	GC	GC	GC	GC	GC	*	GC	GM

*Se halló bolonería y grava redondeada mayor a 3".

IRRIGACION BIAVO MARGEN IZQUIERDA
CAUDAL DE DISEÑO OBRAS DE ARTE CANAL PRINCIPAL

Nº	DESCRIPCION	UBICACIÓN P.K.	I MAX. CALCULADA mm/Hora		CAUDAL CALCULADO M3/Seg.		CAUDAL DE DISEÑO M3/SEG.
			METODO GRAFICO EST.HIDROLOGICO RIO BIAVO	METODO ANALITICO TALBOT $I = a / (b+t)$	METODO RACIONAL	METODO DE MANING	
1,22	Canoa Baden	08+423	22,00	23,35	0,763	0,820	1,000
1,23	Alcantarilla	09+591,60	22,00	23,36	0,988	1,430	1,500
1,24	Alcantarilla	10+538	22,00	23,37	1,385	1,320	1,500
1,25	Canoa Baden	11+213	22,00	23,37	1,385	1,410	1,500
1,26	Canoa Baden	11+575	22,00	23,35	0,606	0,820	1,000
1,27	Canoa Baden	11+760	22,00	23,37	466,000	0,560	1,000
1,28	Canoa Baden	12+605	22,00	23,36	0,498	0,620	1,000
1,29	Entrega Lateral	12+414	22,00	23,36	0,384	0,480	0,500
1,30	Puente Vehicular	12+755	-	-	-	-	-
1,31	Alcantarilla	12+920	22,00	23,37	0,652	0,850	1,000
1,32	Puente Peatonal	13+200	-	-	-	-	-
1,33	Canoa Baden	13+420	22,00	23,37	0,307	0,730	0,800
1,34	Entrega Lateral	13+454	22,00	23,37	0,102	0,200	0,500

CAPITULO IV: RESULTADOS

Los resultados obtenidos y presentados en el presente capítulo, han servido para el diseño hidráulico y por consiguiente estructural a nivel constructivo de las obras de arte de cruce de la Irrigación Biavo Margen Izquierda

4.1 CAUDAL DE DISEÑO DE LAS OBRAS DE CRUCE DEL CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA IRRIGACION BIAVO, QUE RESULTA DE COMPARAR LOS METODOS UTILIZADOS

Para determinar el caudal de diseño de las obras de cruce se utilizó dos (02) métodos:
El método Racional y el método de la sección Hidráulica.

Para determinar la I_{max} de la lluvia que es un factor utilizado en el método racional, se procedió de dos (02) maneras:

La primera recurrimos a la curva Intensidad-Duración- Frecuencia, consignada en Estudio Hidrológico del río Biavo, informe final. La segunda manera utilizando la fórmula de Talbot, cuyo procedimiento también esta en el mencionado estudio.

Los resultados obtenidos se muestran en el cuadro adjunto.

OBRAS DE CRUCE	UBICACIÓN (PK)	METODO RACIONAL (M3/Seg)	METODO DE LA SECCION HIDRAULICA (M3/Seg)	CAUDAL DE DISEÑO (M3/Seg)
conducto cubierto				
entrega lateral	00+521	4,922	5,074	5,000
entrega lateral	00+764	0,126	0,250	0,500
entrega lateral	00+983	0,252	0,445	0,500
entrega lateral	01+429	0,131	0,210	0,500
entrega lateral	02+473,50	0,129	0,280	0,500
entrega lateral	02+603,60	0,170	0,230	0,500
entrega lateral	02+651,30	0,160	0,220	0,500
entrega lateral	02+858	0,443	0,480	0,500
entrega lateral	03+077,40	0,219	0,360	0,500
entrega lateral	03+114,50	0,419	0,490	0,500
entrega lateral	06+035	0,138	0,280	0,500
entrega lateral	07+548	0,149	0,280	0,500
entrega lateral	07+885,50	0,195	0,460	0,500
entrega lateral	12+414	0,384	0,480	0,500
canoa badén	13+454	0,102	0,200	0,500
canoa badén	01+447	0,681	1,490	1,500
canoa badén	03+772	0,788	0,800	0,800
canoa badén	07+207	0,224	0,530	0,800
canoa badén	07+371	0,394	0,590	0,800
canoa badén	07+961	0,468	0,610	0,800
canoa badén	08+423	0,763	0,820	1,000
canoa badén	11+213	1,385	1,410	1,500
canoa badén	11+575	0,606	0,820	1,000
canoa badén	11+760	0,466	0,560	1,000
canoa badén	12+605	0,498	0,620	1,000
alcantarilla	13+420	0,307	0,730	0,800
alcantarilla	05+041	0,487	0,774	0,800
alcantarilla	05+622	0,294	0,420	0,500
alcantarilla	06+421	0,301	0,409	0,500
alcantarilla	09+591,60	0,988	1,430	1,500
alcantarilla	10+538	1,385	1,320	1,500
	12+920	0,652	0,850	1,000

4.2 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS DE CRUCE DEL CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA, IRRIGACION BIAVO, UNA VEZ DEFINIDA LA ALTERNATIVA ADECUADA.

Para el diseño de las obras de cruce se tuvieron en cuenta tres (03) aspectos fundamentales:

- Seguridad
- Funcionalidad
- Economía

El diseño hidráulico de las obras de cruce, se ha realizado con la finalidad de determinar el dimensionamiento que permita que el máximo caudal de agua pase por estas estructuras de manera tal que no ocasione problemas al canal principal y camino de servicio así como a la estructura misma.

El diseño estructural de las obras de cruce, se ha realizado con la finalidad de determinar la resistencia y estabilidad de manera que pueda asimilar las diferentes cargas aplicadas sobre ellas así como los esfuerzos ocurridos por los embates de la naturaleza.

CAPITULO V: ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 El caudal de diseño de las obras de arte de cruce seleccionado, es el **mayor**, obtenido de la comparación de los métodos determinados por el Método Racional y el Método de la Sección Hidráulica y la Pendiente

La Imàx de lluvia, es la **mayor**, obtenida de la comparación de la curva Intensidad-Duraciòn-Frecuencia, y la formula de Talbot,

5.2 Para caudales menores o iguales a 0,500 m³/seg y condiciones topogràficas, (cuando la rasante de la quebrada esta por encima de la rasante de la plataforma del canal principal), se optò por diseñar entregas laterales.

5.3 Para caudales iguales a 0,500-0,800-1,00 y 1,500 0 m³/seg y condiciones topogràficas, (rasante de la quebrada debajo de la rasante del canal principal), se considero el diseño de alcantarilla, optado por las de acero corrugado, por su fàcil manejo, con diàmetro de 36" y 48".

5.4 Para caudales entre 0,800 y 1,500 m³/seg, cuya rasante de la quebrada esta por encima de la rasante de plataforma del canal principal, se optó por el diseño de caonoas – badén.

5.5 Dada la ubicación de los puentes vehicular y peatonal en el tramo final del canal principal, Km 12 + 620 y Km 13 + 200 respectivamente, se consideró una luz de 2,00 m. para el diseño de ambos.

5.6 En armonía con los resultados del informe del Laboratorio de suelos, para cimentar las obras de arte de cruce, será necesario la eliminación de la capa de suelo orgánico OL, cuyo espesor varía de 0,30 m. y 1,3 m.

5.7 Los taludes o laterales naturales de la quebrada que generan las obras de cruce, antes de la construcción de las obras, se encuentran en condicones estables, pues a lo largo de estas quebradas no hay signos de inestabilidad como agrietamiento, derrumbes, deslizamientos hundimientos del terreno, corrimientos etc, es decir los materiales que conforman las laderas

se han acumulado según su ángulo normal de reposo; el cual a sido considerado para los diseños de los estribos de la canoa y los puentes.

5.8 Los ensayos de laboratorio, determine que la cantera Huallaga presenta agregados de excelente calidad por su Alta resistencia a la abrasión y durabilidad (intemperismo), debido a su composición de minerales duros; propiedades que garantizan que el concreto obtenido de esta cantera sea de buena calidad.

CAPITULO VI: CONCLUCINES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

A) SOBRE HIDROLOGIA

- El río Biavo, es tributario del río Huallaga por la margen derecha, el mismo que entrega sus aguas al río Marañón, en la vertiente del Atlántico.
- La información Hidrológica se obtuvo de la Estación Climatológica Ordinaria Bellavista, la misma que fue utilizada en la determinación de los caudales de diseño de las obras de arte de cruce (canoas-badén, entregas laterales, alcantarillas, puentes y conducto cubierto).
- En el ámbito del valle Huallaga Central se han construido tres (03) Irrigacines; Irrigación Sisa, Irrigación Saposoa y la Irrigación Tupac Amaru. Las experiencias obtenidas en estas obras han permitido comparar los resultados de los diseños de las obras de arte de cruce del canal principal de la irrigación Biavo, Margen Izquierda.
- Los caudales máximos en el río Huallaga son del orden de 12 830,21 m³/seg.
- Los caudales medios en el río Huallaga son del orden de 8 157,45 m³/seg
- Los caudales mínimos en el río-Huallaga son del orden de 1 563,45 m³/seg
- Se ha ejecutado el levantamiento topográfico de detalle de las obras de cruce consignando información hidrológica proporcionados por los lugareños y marcas históricas dejadas por las avenidas extraordinarias de las quebradas, para compararlas con los resultados de hidrología obtenidos.

B) SOBRE GEOLOGIA Y GEOTECNIA

- No existen factores geológicos desfavorables de gran importancia que puedan poner en riesgo la ejecución del canal principal y obras de arte.
- En el área del proyecto existen todos los materiales de construcción necesarios para las obras, en condiciones de cantidad y calidad suficientes.
- Desde el punto de vista del movimiento de tierras que se ejecutará para las obras, el material a excavar se clasifica como tierra suelta.
- Las obras de arte de cruce, serán construidas geológicamente sobre terrenos aluviales sin consolidar del cuaternario antiguo (Pleistoceno).
- Los terrenos aluviales han sido formados por el transporte de sedimentos del río Huallaga principalmente y también por aportes del río Biavo.
- Las obras de arte de cruce se construirán en terrenos de ladera.
- Entre el Km 0+00 al Km 13+620, existe una cubierta de suelo orgánico OL, que tiene un espesor que varía de 0,30m a 1,30 m. el mismo que debe ser eliminado en el corte de plataforma.
- En las condiciones actuales los taludes naturales o laderas de las Micro Cuencas que originan las obras de arte de cruce son estables.
- La capacidad de carga admisible (q_a) varía:
De 3,83 Kg/cm² a 4,33 Kg/cm², para un ancho de 1,50 m. de cimentación y de 1,30 m. a 2,00 m. de profundidad.
De 2,29 Kg/cm² a 4,70 Kg/cm², para un ancho de 1,20 m. de cimentación y 2,00 m. de profundidad.
De 1,94 Kg/cm² a 4,14 Kg/cm², para un ancho de 0,75 m. y de 1,80 m. 1,90 m. de profundidad.

- Los agregados para preparar el concreto se extraerán de una cantera ubicada en el río Huallaga margen derecha, la cual esta ubicada a 500,00 m. aguas abajo del puente Vainillas.

C) SOBRE TOPOGRAFIA

- El canal principal así como las obras de arte de cruce, se emplazarán en terreno de topografía irregular desde el Km 00+000 al Km 06+500 y el tramo 06+500 al Km 13+740,50 en terreno de topografía ondulada. El trazo del canal principal y sus obras de arte de cruce van en ladera, de tal manera que se aprovechará mayor área de riego.

D) SOBRE EL DISEÑO FINAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE CRUCE

Se ha tomado en cuenta criterios de experiencias en obras similares a otros proyectos de la Región.

Así mismo se ha tomado en cuenta criterios técnicos-económicos enmarcados dentro de las recomendaciones obtenidas de los estudios Básicos de Ingeniería.

6.2 RECOMENDACIONES

A) SOBRE HIDROLOGIA

- Mejorar la red Hidrometeorológica en la cuenca del río Biavo, especialmente en el ámbito del proyecto, instalándose estaciones pluviométricas en la cuenca alta, generadora de escorrentía, parámetro utilizado en el diseño de obras hidráulicas.

B) SOBRE GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

- se recomienda profundizar los estribos o apoyos de los puentes situados en el Km 13 del canal principal, sobrepasando la capa de arcilla CL, para evitar asentamientos. este aspecto se solucionará en la Etapa de obra ó proceso constructivo.

C) SOBRE TOPOGRAFIA

- Se recomienda que al ejecutar el replanteo se inicie los trámites para adquirir el derecho de vía del camino de servicio del canal principal a fin de estar en condiciones de ejecutar las obras sin impedimentos legales, así mismo realizar la monumentación de Hitos en forma adecuada.

Señalizar con Hitos de concreto el kilometraje del canal principal.

D) SOBRE EL DISEÑO FINAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE CRUCE

No alterar los cauces naturales de las quebradas que cruzan al canal principal a fin de evitar empantanamientos, erosiones y la destrucción de las obras de arte de cruce y canal principal.

En marcar el diseño final de las obras de arte de cruce, dentro de los criterios técnico económico.

Una vez construidas las obras, elaborar el Manual de mantenimiento y conservación de las mismas que garanticen su estabilidad y duración de acuerdo a la vida útil del proyecto

CAPITULO VII: REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. BLANCO BLAS, Antonio "Estructuración y Diseño de Edificación de Concreto
Armado Colección de Ingenieros del Perú 1994-1995" Lima Perú.
2. BOWLES, Joseph E. "Manual de Laboratorio de Suelos de Ingeniería Civil Editorial Mc. Graw Hill Latinoamericana S.A. Bogotá, Guatemala, Madrid, Mexico, Toronro 1981"
3. OBANDO LICERA, Walter "Estudio Hidrológico del río Biavo, Informe Final, Proyecto Especial Huallaga Central y Bajo Mayo-Inade 1996" Tarapoto- Perú
- 4.-PASQUEL CARVAJAL, Enrique "Tópicos de Tecnología del Concreto, Segunda Edición, Setiembre 1996" Lima- Perú.
- 5- BERRY I. Peter-REID David" "Mecánica de Suelos, Departamento Of Civil Engineering University Of Safora, Santa Fe De Bogotá, Buenos Aires, Nuava York, Panamá 1993".
6. PIZARRO BALDERA, José Del Carmen "Estudio Hidrológico para el Diseño de las Obras De Arte, Carretera Uchiza-Huacrachuco, 1996" Tarapoto- Perú
7. PIZARRO BALDERA, José Del Carmen "Estudio Hidrológico para la Determinación del Caudal de Diseño Del Puente Bajo Morales, río Cumbaza, 1996" Tarapoto- Perú

CAPITULO VIII: ANEXOS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

01.00 OBRAS PROVISIONALES

PARTIDA : 01.01

Instalación de Campamento

Comprende el suministro de la mano de obra, material, equipo y la ejecución de las operaciones necesarias para realizar las construcciones e instalaciones de Oficinas, almacenes, depósitos, servicios higiénicos y otros ambientes requeridos, incluyendo su equipamiento y amoblamiento, para el servicio del personal técnico y administrativo de la Obra y para el almacenamiento y cuidado de los materiales, herramientas y equipos durante la ejecución de la obra, de acuerdo a los planos elaborados por el Contratista.

Asimismo, comprende el mantenimiento y conservación de dichas construcciones e instalaciones durante la ejecución de la obra y su demolición y/o desarmado al final de la misma.

Las instalaciones estarán ubicadas en el lugar apropiado y cercano a las zonas de más intenso trabajo y deberá contar, como mínimo requisito con los siguientes ambientes :

- Oficinas para los Ingenieros, Residente, Supervisor y la Administración.
- Depósitos para materiales, combustibles y lubricantes.
- Patio de Maquinaria
- Servicios Higiénicos.

La clase y dimensionamiento definitivo de cada uno de los ambientes, así como la clase y calidad de mobiliario serán establecidas por el Contratista sobre la base de los requerimientos de la Obra y la funcionalidad del conjunto, estando en la Obligación de ponerlos a disposición del Supervisor para su aprobación.

Todos los materiales utilizados en el campamento y recuperados al final de la obra serán de propiedad de la Entidad Licitante.

Se Valorizará en metros cuadrados (m²) de acuerdo al precio para la partida contratada del Presupuesto.

PARTIDA : 01.02

Cartel de Obra

Esta comprendido la confección e instalación en obra de un cartel, al inicio de los trabajos, con las medidas, diseños, ubicación y texto, de acuerdo a lo que fije el Ingeniero Superviso. Los materiales a emplearse serán madera nacional de primera calidad y pintura al óleo.

Los paramentos serán de madera con dimensiones suficientes para resistir los esfuerzos a que serán sometidos.

El cartel podrá ser elaborado empleando otros materiales de acuerdo a lo que indique el Ingeniero Supervisor.

Esta partida se valorizará por Unidad (U) de cartel colocado, en una sola cara, siendo ésta la que lleva la leyenda (tablero), de acuerdo a la partida “Cartel de Obra” del Presupuesto.

PARTIDA : 01.03

Movilización y Desmovilización de maquinaria y equipo

El Contratista dentro de esta partida, deberá considerar todo el trabajo de suministrar, reunir, transportar y administrar su organización constructiva completa al lugar de la obra; incluyendo personal, equipo mecánico, materiales y todo lo necesario para instalar e iniciar el proceso constructivo, así como el oportuno cumplimiento del cronograma de avance. La movilización incluye además, al final de la obra, la remoción de instalaciones y limpieza del sitio, así como el retiro de sus instalaciones y equipos.

El sistema de movilización debe ser tal, que no cause daño a las vías de acceso ni a las propiedades de terceros.

El Supervisor deberá aprobar al equipo a llevar a la obra, pudiendo rechazar el que no encuentre satisfactorio para la función por cumplir.

La medición se hará por partida global por suministrar, reunir y transportar los insumos de obra, el pago se efectuará de acuerdo al avance mensual y será la compensación total por todo los insumos utilizados para completar la partida de acuerdo al precio unitario establecido.

PARTIDA : 02.01

Trazo y Replanteo para Obras de Arte

Todas las Obras serán construidas de acuerdo con los trazos, gradientes y dimensiones mostradas en los planos originales o complementarios o modificados por el Supervisor.

La responsabilidad completa por el mantenimiento del alineamiento, taludes y gradientes de diseño recae sobre el Contratista.

Se deberá mantener suficientes instrumentos para la nivelación y levantamientos topográficos, en, o cerca del terreno durante los trabajos, para el trabajo de replanteo se deberá contar con personal especializado en trabajos de topografía.

Los Topógrafos, mantendrán informado al Ingeniero Residente, de sus necesidades para trazos y gradientes a fin de que se pueda entregar todos los requerimientos y medidas necesarias.

Se deberá cuidar todos los puntos, estacas, señales de gradientes, hitos y puntos de nivel (BM) hechos o establecidos en la Obra y se restablecerá si son estropeados y necesarios.

Los trabajos topográficos de trazos, nivelación y replanteo de obra durante la construcción se valorizará por Kilómetro (Km.) o metro cuadrado (m^2), de acuerdo a la partida correspondiente descrita en el Presupuesto.

La valorización se hará según el porcentaje de avance mensual y de acuerdo al precio unitario de la partida contratada del Presupuesto.

Exigencias del espesor:

El espesor de la capa de afirmado terminada, no deberá diferir en más de 0.01 m. de la indicada en los planos. Inmediatamente después de la compactación final del afirmado, el espesor deberá medirse en uno o más puntos. Las mediciones deberán hacerse por medio de las perforaciones de ensayo u otros métodos aprobados por el Supervisor. A medida que la obra continúe sin desviación en cuanto al espesor, mas allá de las tolerancias admitidas, el intervalo entre los ensayos podrán alargarse a criterio del ingeniero Supervisor, llegando a un máximo de 300 metros con ensayos ocasionales efectuados a distancias más cortas.

Cuando una medición señale una variación del espesor registrado en los planos mayor que la admitida por la tolerancia, se hará mediciones adicionales a distancias aproximadas de 10 metros hasta que se compruebe que el espesor se encuentra dentro de los límites autorizados. Cualquier zona que se desvíe de la tolerancia admitida deberá corregirse removiendo o agregando material según sea necesario, conformando y compactando luego dicha zona en forma especificada.

Las perforaciones de agujeros para determinar el espesor y la operación de su relleno con materiales adecuadamente compactados, deberá efectuarse por parte de la Residencia, bajo la supervisión del Ingeniero Supervisor.

El pago del material de afirmado será hecho al precio unitario del contrato por metro cuadrado de afirmado y éste precio y pago constituirá compensación total por excavar, cargar, transportar, formar, regar y compactar y por toda mano de obra, herramientas e imprevistos necesarios para completar este ítem.

PARTIDA : 03.01

03.02

Excavación para estructuras

Todas las excavaciones serán realizadas por el Contratista sujetándose estrictamente a las progresivas y cotas indicadas en los planos y por el Supervisor.

Las excavaciones podrán hacerse con las paredes verticales apuntándolas conveniente o dándoles los taludes adecuados según la naturaleza del terreno.

Las excavaciones masivas se harán con el concurso de la retroexcavadora, teniendo en acabado final con mano de obra.

Los apuntalamiento y entablados que sean necesarios deberán ser provistos, erguidos y mantenidos para impedir cualquier movimiento que pueda averiar el trabajo, siendo responsabilidad del Contratista los perjuicios que pudiera ocasionar su empleo.

El método de excavación no deberá producir daños al estrato previsto para las cimentaciones, de forma tal que reduzca su capacidad portante.

El fondo de la cimentación deberá quedar seco, firme y limpio, debiéndose retirar todo material suelto, raíces, hierbas y otras inclusiones perjudiciales.

Si al alcanzar las cotas indicadas en los planos se comprobará la presencia de materiales inestables, los trabajos de excavación habrán de continuarse, siguiendo las instrucciones del Supervisor, la sobreexcavación será rellena con material compactado o concreto según lo determine el Supervisor. Las excavaciones se perfilarán de tal manera que ninguna saliente del terreno penetre más de 01 cm. dentro de las secciones de construcción de la estructura, considerando las líneas de corte.

El contratista deberá excavar todas las zanjas de drenaje adicionales que sean necesarias para interceptar escurrimientos a fin de proteger los taludes de excavaciones o para conducir las aguas que deber ser eliminadas.

El perfilado de las excavaciones para recibir mampostería o vaciado de concreto, deberá hacerse con la menor anticipación posible a la ejecución de dicho trabajo con el fin de evitar que el terreno se debilite o se altere por meteorización o ablandamiento.

Cuando los taludes o fondo de las excavaciones vayan a recibir mampostería o vaciado directo de concreto, estos deberán ser pulidos hasta las líneas o niveles indicados en los planos y ordenados por el Supervisor en tal forma que en ningún punto la sección excavada diste hacia fuera de la estructura más de cinco (5) centímetros.

Cuando las superficies de las excavaciones no vayan a quedar en contacto con el concreto o con mampostería, las excavaciones serán realizadas de acuerdo a las secciones aprobadas por el Ingeniero Supervisor de manera que se garantice la estabilidad y seguridad de las mismas, según la naturaleza del material excavado y las condiciones de humedad existentes.

El precio unitario comprende todos los costos de mano de obra, equipos y/o maquinarias y herramientas necesarias para realizar la excavación para las estructuras en material seco hasta los niveles y las líneas indicadas en los planos, así como su mantenimiento hasta su posterior construcción, de acuerdo a las especificaciones y a las indicaciones del ingeniero Supervisor.

La unidad de medida para el pago, es el metro cúbico (m^3) y la valorización será según avance.

PARTIDA : 03.03

Relleno Compactado para Obras de Arte

Comprende el suministro de la mano de Obra, materiales y equipo, y la ejecución de las operaciones necesarias para efectuar el relleno compactado con material seleccionado hasta alcanzar las cotas exigidas, de acuerdo a lo indicado en los planos o a lo ordenado por el Ingeniero Supervisor.

El Contratista efectuará los trabajos de relleno disponiendo las diferentes clases de material requerido en capas sensiblemente horizontales no mayores de treinta (30) centímetros de espesor compactado, según se indica en los planos respectivos o que señale el Ingeniero Supervisor.

El material de relleno no contendrá piedras mayores de diez (10) centímetros, así como tampoco estará constituido por arcilla o limos uniformes, no contendrán materia orgánica y raíces en cantidades perjudiciales.

Se podrá emplear, material proveniente de excavaciones previas, cuando éste resulte adecuado, o proveniente de bancos de préstamos aprobados.

La compactación se efectuará una vez que el material contenga la humedad adecuada empleando para ello medios manuales o mecánicos hasta alcanzar una densidad igual al noventa y cinco por ciento (95%) de la densidad máxima por el Método Proctor Estándar en el caso de materiales cohesivos, o igual al setenta y cinco por ciento (75%) de la densidad relativa en el caso de materiales granulares.

Se tendrá especial cuidado en evitar presiones desiguales alrededor de las estructuras así como producir daños en las mismas.

Los rellenos compactados se medirán en metros cúbicos (m^3) con aproximación a un decimal para lo cual se determinará el volumen de relleno compactado en cada estructura de acuerdo a las secciones mostradas en los planos o a las órdenes del Ingeniero Supervisor.

El pago se efectuará según el avance mensual de acuerdo al precio unitario contratado para las partidas: Relleno Compactado para estructuras.

Los rellenos de las excavaciones más allá de las secciones exigidas en los planos ²²²no serán reconocidos para efectos de pagos.

PARTIDA : 03.04

Base Material Granular

Comprende la colocación de una capa de material granular según el indique en los planos, sobre la Plataforma previamente perfilado y compactado de acuerdo con las dimensiones físicas y propiedades requeridas en los planos o disposiciones especiales.

Fuentes de materiales :

El material para afirmado granular deberá ser obtenido de las canteras especificadas en el expediente o las indicadas por el Ingeniero Supervisor.

El material para afirmado deberá ser de una calidad tal que puedan compactarse rápidamente y de acuerdo con los requisitos y especificaciones son de tipo A, B, C. Según la siguiente tabla (empleando los métodos T-11 y T 27 de la AASHO).

REQUISITOS DE GRANULOMETRIA

TAMAÑO DE LA MALLA abertura cuadrada	PORCENTAJE EN PESO QUE PASA LAS SIGUIENTES MALLAS		
	TIPO		
	A GRADACION	B GRADACION	C GRADACION
2 - pulg.	100	100	
1 - pulg.		75-95	100
3/8" - pulg.	30-65	40-75	50-85
N° 4 - (4.76 mm)	25-55	30-60	35-65
N° 10 (2.00 mm)	15-40	20-45	25-50
N° 40 (0.420 mm)	08.-20.	15-30	15-30
N° 200 (0.074 mm)	02.-08.	05.-15.	05.-15.

La fracción que pasa el tamiz N° 200 (0.074 mm) será como mínimo el 8%.

Aquella fracción del fino que pase por la malla N° 40 deberá tener un índice plástico entre 4 y 9 determinado según el método T-90 ASSHO. El límite líquido determinado según AASHO T-89 no deberá ser mayor de 35%.

Deberá estar también de acuerdo con los siguientes otros requisitos :

EQUIVALENTE DE ARENA (MINIMO) A.A.S.H.O. T-176	> 25%
CBR (MINIMO) A. S. T. M. D - 1883	> 40%

El agregado grueso consistirá de material duro y resistente. Deberá tener un porcentaje de desgaste en la máquina de los ángeles (A. A.S.H.O. T – 96) menor de 50 %.

No deberá tener partículas chatas y alargadas, no se permitirá la presencia de basura o materia orgánica dentro de los materiales para afirmado y todos los que no tengan buenas características se rechazan.

Métodos de Construcción:

Sobre la rasante preparada se colocará el material granular.

Se extenderán por medios manuales de tal manera que formen una capa suelta, de mayor espesor que el que debe tener la capa compactada. Esta capa de materiales sueltos se regará con agua. La cantidad de agua se determinará en el laboratorio.

Para facilitar la mezcla del agua con el material para conformar la capa.

Se compactará por medio de plancha compactadora.

La compactación se comenzará en los bordes y se terminará en el centro, hasta conseguir una capa densa y uniforme. Todas las irregularidades que se presenten, deberán corregirse, así como también las secciones que no se compacten debidamente.

Compactación

Todas las partes del afirmado deberán ser compactadas hasta obtener la densidad especificada. Donde sea requerido para obtener una compactación adecuada, deberá ajustarse el contenido de humedad del material, antes de la compactación, ya sea secando o añadiendo agua. La compactación deberá continuar hasta que toda la profundidad del afirmado tenga una densidad determinada por pruebas hechas en cada capa, de no menos de 100% de la máxima densidad determinada por el método modificado de compactación AASHO T-180.

PARTIDA : 04.01

04.02

04.03

04.04

CONCRETOS

Descripción General

En este capítulo se describe las especificaciones técnicas del concreto que se vaciará en las diversas obras de arte, componentes de los Puentes y canoas, baden (losas y estribos), entregas laterales, alcantarillas, conducto cubierto y en las zonas de transición.

Clases de Concreto

Los concretos tendrá una resistencia a la compresión $f_c = 175 \text{ Kg/m}^2 + 25 \% \text{ P.M}$ para los estribos de los Puentes y Canoas y Muros de las Canoas y transiciones; concreto 210 kg/cm^2 para las losas de los Punetes, Canoas – Baden, conducto cubierto, entregas laterales y zapatas con tamaño máximo de agregados de $\frac{3}{4}''$, la relación Agua Cemento, máximo será de 0.55, se usará concreto simple $f'_c = 100 \text{ Kg/m}^2$, en los solados de las obras de arte.

Composición

La diferente clase de concreto deberá cumplir los requisitos de resistencia y tamaños y agregados indicados y además las que se indican en las siguientes:

Los agregados, cemento y agua deberán, preferentemente, ser medidos por peso, pero el Ingeniero Supervisor puede permitir proporción por volumen en caso que así lo creyese conveniente, debiendo el Contratista sustentar que la dosificación en volumen equivale exactamente a la proporción en peso aprobado.

Materiales

Cemento. - El Cemento deberá ser tipo Portland originario de las fábricas aprobadas, despachado únicamente en sacos sellados y con marca. La calidad del cemento Portland deberá ser equivalente a las especificaciones ASM-C150 clase I. En todo caso, el cemento deberá ser aceptado solamente con aprobación específica del Supervisor, que se basará en los certificados de ensayos emitidos por laboratorios reconocidos.

Acabado de la Superficie de Concreto

Inmediatamente después del retiro de los encofrados todo alambre o dispositivo de metal que sobresalga, usado para sujetar los encofrados y que pase a través del cuerpo de concreto, deberá ser quitado o cortado hasta, por lo menos 2 cm debajo de la superficie de concreto. Los rebordes del mortero y todas las irregularidades causadas por las juntas de los encofrados deberán ser eliminados todos los pequeños agujeros hondonadas y huecos que aparezcan al ser retirados los encofrados, deberán ser rellenados con mortero de cemento mezclado en las mismas proporciones que empleado en la masa de la obra.

Dicho mortero deberá ser asentado, luego de ser mezclado aproximadamente 30 min antes de usarlo. El periodo de tiempo puede modificarse según la marca del cemento empleado; la temperatura, la humedad ambiente y otras condiciones. La superficie de este mortero deberá ser plana y deberá quedar con un aspecto pulcro y bien acabado el remiendo se mantendrá húmedo durante un periodo de 5 días.

Para remendar partes grandes o profundas deberá incluirse agregado grueso al material de resane y deberá tenerse precaución especial para asegurar que resulte un resane denso, ligero y debidamente curado.

Las zonas excesivamente porosas pueden ser a juicio del Supervisor, causa suficiente para el rechazo de una estructura. Al recibir una notificación por escrito del Supervisor señalando que una determinada estructura ha sido rechazada, el Contratista deberá proceder a retirarla y construirla nuevamente, en parte o totalmente según fuese especificadas, por su propia cuenta, todas las juntas de expansión o construcción en la obra terminada deberán quedar cuidadosamente cuidadas y exentas de todo mortero y concreto. Las juntas deberán quedar con bordes limpios y exactos en toda su longitud.

Curado y protección del Concreto

Todo concreto será curado por un periodo no menor de 7 días consecutivos mediante un método aprobado o combinación de método aprobado o combinación de métodos aplicables a las estructuras locales.

Vaciado de Concreto

Todo concreto debe ser vaciado antes de que haya logrado su fraguado inicial y en todo caso dentro del 30 min. después de su mezclado. El concreto debe ser colocado de forma que no se separe las porciones finas y gruesas y deberá ser extendido en capas horizontales donde sea posible.

Será permitido el uso de canaletas y tubos para llevar el concreto hasta su colocación definitiva, siempre y cuando no se separe los agregados en el tránsito. No se permitirá la libre caída de concreto a los encofrados en más de 1.5 m. Las canaletas y tubos deberán ser mantenidos limpios y el agua de lavado deberá ser descargada fuera del área de trabajo.

Las vibradoras no deberán ser utilizadas como medio de esparcimiento del concreto. La vibración en cualquier punto deberá ser de duración suficiente para lograr la consolidación, pero no deberá prolongarse al punto en que ocurre la segregación. Los vibradores no deberán ser colocados contra las varillas de refuerzo ni contra los encofrados. El concreto debe ser vaciado en una operación por cada sección de la estructura y entre las juntas indicadas.

El Concreto para sub - estructura deberá ser vaciado de tal modo que todas las juntas de construcción horizontales queden verdaderamente en sentido horizontal y hacer posible que tales sitios, que no queden expuestos a la vista en la estructura terminadas. Donde fuesen necesarias las juntas de construcción verticales, deberán ser colocadas varillas de refuerzos extendidas a través de esas juntas, de manera de lograr que la estructura sea monolítica.

Inclusión de piedras para concreto

En el vaciado de concreto ciclópeo, podrán ser empleados, con la aprobación del Ingeniero Supervisor piedras medianas, siempre que las propiedades de estas correspondan a la que se exigen para todo tipo de agregado. Salvo indicación, el porcentaje no debe exceder lo indicado en los planos.

Las piedras debidamente limpiadas y saturadas con agua antes de su colocación a continuación se colocarán a mano sobre el concreto vaciado, debiéndose poner cuidado en que queden rodeadas por una capa de concreto de espesor mínimo, indicado por el Ingeniero Supervisor. Además deberán quedar por lo menos (5) centímetros de las superficies exteriores ó caras de las estructuras.

cantidad de agua ajustada para compensar la presencia de agua en los agregados, descontando el porcentaje de absorción de los agregados a usar basado en mezclas de pruebas y ensayos de comprensión, el Contratista presentará al Supervisor su diseño de mezcla donde se indique la humedad y absorción de los agregados a emplear.

Mezcla y Entrega

El Concreto deberá ser mezclado completamente en una mezcladora de carga, de un tipo y capacidad aprobada, por un plazo no menor de 1 1/2 min. después de que todos los materiales, incluyendo el agua, hayan sido introducidos en el tambor. La introducción del agua deberá empezar antes de introducir el cemento y pueda continuar hasta el primer tercio del tiempo de mezcla. La mezcladora deberá ser operada a la velocidad del tambor que se muestre en la placa del fabricante fijada en el aparato. El contenido completo de una tanda debe ser sacado de la mezcladora antes de empezar a introducir materiales para la tanda siguiente. Preferentemente, la máquina debe ser provista de un dispositivo mecánico que prohíba la adición de materiales después de haber empezado la operación de mezcla.

El volumen de la tanda no deberá exceder la capacidad establecida por el fabricante. El concreto deberá ser mezclado en cantidades solamente para su uso inmediato; no será permitido retemplar en concreto añadiéndole agua ni por otro medio.

Al suspender el mezclado por un tiempo significativo la mezcladora será lavada completamente. Al reiniciar la operación la primera tanda deberá tener cemento, arena y agua adicional para revestir el interior de tambor sin destruir la proporción del mortero en la carga de mezcla.

Mezclado a mano

Mezclado el concreto por método manuales no será permitido sino con permiso expresado por el Supervisor por escrito. Cuando sea permitido, la operación será sobre una base impermeable, mezclando primeramente el concreto y la arena en seco antes de añadir el agua. Cuando un mortero uniforme de buena consistencia haya sido conseguido, el agregado húmedo será añadido y toda la masa mezclada hasta obtener una mezcla uniforme con el agregado grueso cubierto de mortero. Las cargas de concreto mezcladas a mano no deberán exceder 0.4 m³ en volumen.

Agregado Grueso.- El agregado grueso para el concreto deberá satisfacer los requisitos AASHO designación M-80 y deberá ser de acuerdo con las siguientes gradaciones:

Designación > Porcentajes en peso que pasan por un tamiz de malla cuadrada en pulgadas (AASHO / T-27)

Los agregados gruesos serán de fragmentos de rocas, duros, resistentes, compactos, sin escamas, excepto de polvos y suciedad. Los porcentajes de sustancias dañinas que pueden contener:

Terrones de Arcilla	:	0.5%
Material que pasa la malla 200	:	0.5%
Materiales ligeros	:	2.0%
Otras sustancias dañinas	:	1.0%

La suma de estas sustancias no deberá ser mayor del 3%.

Agua.- El agua designada para el lavado del agregado y para mezclar el concreto deberá ser fresca, limpia y sustancialmente libre de aceite, ácidos, alcalis, aguas negras, minerales nocivos o materiales orgánicos.

No deberá contener cloruro, tales como cloruro de sodio, en exceso de tres (3) partes por millón; ni sulfato de sodio, en exceso de dos (2) partes por millón.

Tampoco deberá contener impurezas en cantidad tal de causar una variación en el tiempo de fraguado del cemento mayor del 25% ni una reducción en la resistencia a la compresión del mortero mayor del 5% comparado con los resultados obtenidos con el agua destilada.

El Agua para curado del concreto no deberá tener PH más bajo que 5, ni tener impurezas en tal cantidad que puedan provocar la decoloración del concreto.

Las fuentes de agua deberán mantenerse a tal profundidad y el agua deberá ser sacada de modo que se pueda excluir sedimentos, fangos, hiervas y cualquier otra materia extraña.

Dosificación

Los agregados, el cemento y el agua deberán ser proporcionados a la mezcladora por peso, excepto cuando el Supervisor, para estructuras menores, permita la dosificación por volumen.

Los dispositivos para la medición de los materiales, deberán ser mantenidos limpios y ²²⁹deberán completamente sin dejar residuo en las tolvas. La humedad en el agregado será verificada y la

El cemento no será usado en la obra hasta que haya pasado los ensayos excepto cuando lo autorice el Supervisor, a fin de evitar el retraso de la obra. El contratista asumirá todos los gastos de las pruebas necesarias para la aprobación. La aprobación de una calidad de cemento no será razón para que el Contratista se exima de la obligación y responsabilidad de proveer concreto a la resistencia especificada.

El cemento a usarse no deberá haber sido almacenado mas de 60 días antes de su empleo. Cemento pasado o recuperado de la limpieza de los sacos no deberá ser usado en la obra. Todo cemento deberá ser almacenado en cobertizos o barracas impermeables y colocados sobre un piso levantado del suelo. El cemento será rechazado si se convierte total o parcialmente en cemento fraguado o si contiene grumos o costras. Los cementos de distintas marcas deberán almacenarse por separado.

Aditivos.- Los métodos y equipos para añadir sustancias impermeabilizantes, aceleradores de fraguado, etc., u otras sustancias a la mezcladora, cuando fuese necesaria deberán ser aprobadas por el Ingeniero Supervisor. Todos los aditivos deberán ser medidos con una tolerancia de exactitud de tres por ciento (3%) en mas o en menos, antes de echarlo a la mezcladora.

Agregados Finos.- El agregado fino para el concreto deberá satisfacer los requisitos de designación AASHO M-6 y deberá estar de acuerdo con la siguiente gradación:

Pasando tamiz3/8"	-	100%
N° 4	-	95-100%
N° 16	-	95-100%
N° 50	-	10-30%
N° 200	-	2-10%
N° 200	-	0-3%

La arena deberá estar conformada por partículas duras, resistente, sin exceso de formas planas, exentos de polvos y suciedad y no deberá tener sustancias de deletéreas en exceso de los siguientes porcentajes:

Terrenos de arcilla	:	1.0%	
Carbón de Piedra	:	1.0%	230
Material que pasa la malla	:	200 2.0%	

El Contratista deberá tener todo el equipo necesario para el curado y protección del concreto disponible listo para su empleo antes de empezar el vaciado del concreto. El sistema de curado que se usará deberá ser aprobado por el Supervisor y será aplicado inmediatamente después del vaciado a fin de evitar agrietamiento, resquebrajamiento y pérdidas de humedad en todas las superficies del concreto.

La integridad de la estructura deberá ser mantenida rígidamente a fin de evitar pérdidas de agua perjudiciales en el concreto durante el tiempo de curado. El curado será protegido contra daños mecánicos y el Contratista deberá someter a la aprobación del Supervisor sus procedimientos de construcción planeados para evitar tales daños eventuales. Ningún fuego o calor excesivo, en las cercanías o en contacto directo con el concreto, será permitido en ningún momento. Si el concreto es curado con agua, deberá conservarse húmedo mediante el recubrimiento con un material aprobado, saturado de agua o con un sistema de tubería perforada, mangueras o rociadores, o con cualquier otro método aprobado.

Medición

El volumen de concreto que será pagado será el número de metros cúbicos según la clase estipulada medido en sitio y aceptado por el Supervisor. Al medir el volumen de concreto para propósito de pago, las dimensiones a ser usadas deberán ser indicadas en los planos u ordenadas por escrito por el Supervisor. No se hará deducciones por acero de refuerzo, agujeros de drenaje u otros dispositivos empotrados en el concreto en sí.

Bases de Pago

Las cantidades medidas en la forma descrita anteriormente, deberán ser pagadas al precio unitario correspondiente del Contrato, según los precios que figuran en el presupuesto contratado y cuyo pago constituirá compensación completa por todos los materiales y aditivos, mezcla, vaciado, acabado y curado; y por mano de obra, leyes sociales, herramientas, equipo mecánico e imprevistos necesarios para terminar la obra.

PARTIDA : 05.01

ACERO DE REFUERZO

Comprende el suministro de todo el acero y materiales afines para la Obra, así mismo la mano de obra requerida para la habilitación y colocación del acero de refuerzo.

Se utilizarán barras corrugadas grado 60 y que cumplan con las Normas del ASTM 615 – 68 o similar.

El corte, doblado y colocación del refuerzo será de acuerdo a lo indicado en los planos y en concordancia a lo establecido en las Normas del ACI-315, 318-71, salvo indicación especial del Ingeniero Supervisor.

La denominación, diámetro, áreas perímetros y pesos de las barras de acero fabricados por Sider Perú, se detallan en el siguiente Cuadro :

DENOMINACION	Diametro Pulg.	Area/cm2	Perimetro /cm.	Peso Kg/m.
N ° 02	1/4"	0.32	2.0	0.25
N ° 03	3/8"	0.71	3.0	0.56
N ° 04	1/2"	1.29	4.0	1.02
N ° 05	5/8"	1.98	5.0	1.60
N ° 06	3/4"	2.85	6.0	2.26
N ° 07	7/8"	3.87	7.0	3.07
N ° 08	1	5.0	8.0	4.04

El acero se almacenará en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad, manteniéndose libre de tierra, suciedad, aceite y grasa.

Antes de su instalación el acero se limpiará, quitándole las escamas del limado, escamas de óxido y cualquier sustancia extraña. La oxidación superficial es aceptable no requiriendo limpieza.

Cuando haya demorado el vaciado de concreto la armadura se inspeccionara nuevamente y se volverá limpiar cuando sea necesario.

Las barras no deberán enderezarse ni volverán a doblarse en forma tal que el material sea dañado.

No se usarán las barras con ondulaciones o dobleces no mostradas en los planos, a los que tengan fisuras o roturas.

No se pintará el corte de las barras con sopletes ni el calentamiento del mismo, a menos que sea aprobado por el Ingeniero Supervisor.

La colocación de la armadura será efectuada en estricta concordancia con lo indicado en los planos y con una tolerancia no mayor de 1.5 cm. Y se asegurará contra cualquier desplazamiento por medio amarres ubicadas en las intersecciones (entortolar); es recomendable no mezclar diferentes calidades de acero.

Ganchos y Dobleces

Los ganchos llamados estándar, están referidos a los siguientes:

- Una vuelta semicircular de 180° : Más 01 extensión de longitud no menor de 4 diámetros de barra ni menor que 6 cm. al extremo libre.
- Una vuelta de 90° : más una extensión de por lo menos 12 diámetros de barra al extremo libre.
- Una vuelta de 90° o de 135° (estribos): más una extensión de por lo menos 6 diámetros de la barra pero no menos que 6 cm. Al extremo libre.

Radios Mínimos

El radio de doblez para ganchos estándar, medio en la parte interior de la barra, no será menor que lo indicado en la siguiente tabla :

Tamaño de Varilla	Radio Mínimo
N° 03, N° 04, N° 05	2 1/2 Diametro de barra
N° 06, N° 07, N° 08	3 Diametros de barra
N° 09, N° 10, N° 11	4 Diametros de barra

Dobleces que no son ganchos estándar

Los dobleces para estribos y anillos tendrán un radio medido en la parte interior de la varilla, no menor que el diámetro de la varilla.

Los dobleces para todas las otras varillas tendrán un radio medido en la parte interior, no menor que los valores indicados en la tabla anterior.

Cuando tales dobleces se hacen en zonas en las que la varilla trabaja a un esfuerzo elevado, se proporcionará un radio adecuado de doblez para evitar el aplastamiento del concreto.

Doblado

Todas las varillas se doblarán en frío, a no ser que el Ingeniero Supervisor permitirá otro método. No se permitirá el doblado en el campo de ninguna varilla parcialmente embebida en concreto, excepto si se indica en los planos.

Colocación del Refuerzo

Se hará de acuerdo a las indicaciones mostradas en los planos y serán fijados de modo que no sufran desplazamientos durante el vaciado, debiéndose emplear espaciadores u otros soportes metálicos adecuados para mantener en su sitio las armaduras.

Apoyos

El refuerzo se colocará con precisión y será apoyado adecuadamente sobre soportes de concreto, metal u otro material apropiado; sobre espaciadores o sobre estribos.

Además se protegerá contra desplazamientos dentro de las tolerancias permitidas.

Tolerancias

Salvo indicación expresa al respecto por parte del Ingeniero Supervisor el refuerzo se colocará en las posiciones especificadas dentro de las siguientes tolerancias :

- Peralte, de, en miembros sujetos a flexión, muros y columnas en los cuales d es 60 cm. : ± 6 mm.
- Peralte, de, en miembros sujetos a flexión, muros y columnas en los cuales d es mayor de 60 cm. : ± 13 mm.
- Posición longitudinal de dobleces y extremos de varillas (sin que signifique reducir el recubrimiento especificado correspondiente) : ± 5 cm.

Malla Doblada

Si el refuerzo de las losas con claros menores de 3 m. está constituido por alambre y otro tipo similar de refuerzo, éste puede ser doblado desde un punto situado sobre el apoyo y cerca de la parte superior de la losa hasta otro punto localizado al centro del claro y cerca de la parte inferior de la losa. Para que esto sea válido, el refuerzo deberá tener un diámetro no mayor que seis (06) mm. Y deberá ser continuo, o estar debidamente anclado en el apoyo.

Protección de Concreto para el Refuerzo

La protección que se proporcionará a las barras de refuerzo será mediante un recubrimiento de concreto, cuyos valores mínimos serán los siguientes:

Estructura expuesta al terreno o al intemperismo.

- Vaciado con encofrado 5.0 cm.
- Vaciado en contacto con el terreno 7.5 cm.

El espesor del concreto de recubrimiento del refuerzo podrá tener una variación con relación a lo indicado en los planos de 0.6 cm. Para recubrimientos menores a 10 cm y de 2,0 cm. Para recubrimientos de 10 cm. o más.

En relación a la distancia entre ejes de los refuerzos, se permitirá una tolerancia de tres (03) cm. teniendo cuidado que éstas no sigan una tendencia determinada.

Cuando se dejen barras sobresaliendo de las estructuras para prolongarlas posteriormente, deberán protegerse de manera efectiva contra la corrosión y evitar que se le adhiera materias perjudiciales a su buen comportamiento.

Antes de vaciado del concreto el Ingeniero Supervisor revisará el tamaño longitud, traslape, posición cantidad del refuerzo metálico y sólo después de su aprobación se procederá al vaciado.

El acero de refuerzo se medirá en Kg. con aproximación a la unidad. Para tal efecto, se determinará la longitud neta del acero de refuerzo y luego transformada a peso para cada uno de los diferentes diámetros estipulados y que hayan sido colocados de acuerdo a las especificaciones técnicas, los planos y a lo prescrito por el Ingeniero Supervisor. Para transformación se usarán las equivalencias siguientes :

Espaciamiento de Varillas

La separación libre entre varillas paralelas (excepto en columnas y entre capas múltiples de varillas en vigas), no será menor que el diámetro nominal de la varilla, $1 \frac{1}{3}$ veces el tamaño máximo del agregado grueso, o 2.5 cm.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia libre entre las capas no será menor de 2.5 cm. Y las varillas de las capas superiores se colocarán en los planos verticales que pase por las de la capa inferior.

En muros y en losas que no sean nervadas, la separación del refuerzo principal no será menor que tres veces el espesor de la losa o muro ni mayor que 45 cm.

La distancia libre entre barras también será aplicable a la distancia libre entre un traslape de contacto o traslape o barras adyacentes.

Los grupos de barras paralelas de refuerzo que se aten en un paquete para que actúen como una unidad, deben consistir de barras corrugadas con no más de cuatro en cada paquete y se usarán siempre y cuando se cuente con estribos que encierren el paquete.

Las barras de un paquete terminará en puntos diferentes escalonados por lo menos a 40 diámetros de barras, a menos que todos terminen en un apoyo.

Para mantener el espaciamiento entre varillas durante el colado del concreto se usarán espaciadores que pueden ser dados prefabricados de concreto o apoyos de fierro corrugado, cortados y doblados a medida requerida.

Empalme en el Refuerzo

No se harán empalmes en refuerzo, excepto las indicadas en los planos de diseño o las especificadas o autorizadas por el Ingeniero Supervisor.

Sin contravenir las presente especificaciones, todas las soldaduras se harán de acuerdo con AWS D 12.1 "Prácticas recomendables para soldar acero de reforzado".

Empalme cuando el esfuerzo crítico es de tensión

Las juntas o empalmes en puntos de máximo esfuerzo de tensión serán evitadas siempre que sea posible; tales empalmes, cuando se usen serán soldadas traslapadas o desarrolladas completamente de cualquier otra manera, en cualquier caso la junta transferirá la totalidad

del esfuerzo calculado de varilla a varilla sin exceder tres cuartas partes de los valores de adherencia permisibles.

La longitud de traslape para varillas corrugadas será no menor que 24, 30 y 36 diámetros de varilla para resistencias de fluencia de 2,800, 3,500 y 4,200 Kg./cm² respectivamente; tampoco podrá ser menor que 30 cm.; para varillas lisas, la longitud mínima de traslape será el doble que para varillas corrugadas.

La longitud de las juntas de contacto se aumentará 20 por ciento cuando estén espaciadas lateralmente menos de 12 por ciento cuando estén espaciadas lateralmente menos de 12 diámetros de varilla o estén localizadas a menos de 15 cm. O seis diámetros de varilla de un borde exterior.

Cuando más de la mitad de las varillas tengan empalmes dentro de una longitud de 40 diámetros de la varilla, o cuando se hagan juntas en puntos de esfuerzo máximo, se tomarán precauciones especiales, tales como aumentar la longitud de traslape o usar estribos alrededor del traslape en toda su longitud.

Empalme cuando el esfuerzo crítico es de compresión.

Cuando se usan juntas traslapadas, la longitud mínima de traslape será :

- Para concreto de resistencia $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ o más : la longitud de traslape será de 20, 24 y 30 diámetros de varillas para resistencias de fluencia de 3,500 o menos 4,200 y 5,300 Kg/cm² respectivamente. En ningún caso será menor de 30 cm.
- Para concreto de resistencia menor de $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ la longitud de traslape será un tercio mayor que los valores antes mencionados.

Puede emplearse empalmes soldados u otras conexiones efectivas, en lugar de empalme traslapados. Cuando el diámetro de la barra excede el N° 11 se usarán preferentemente empalmes soldados u otras conexiones efectivas.

En barras que se requieran sólo por compresión, dicho esfuerzo puede transmitirse por contacto directo de sus extremos, cuyas secciones deben ser normales al eje de las barras y mantenido en contacto concéntrico por medio de un manguito soldado adecuadamente. En

columnas con estribos, la cantidad de refuerzo empalmado por traslape no excederá de una cuantía de acero igual a 4% en cualquier porción de 90 cm. De longitud de columna.

Un empalme soldado aprobado es aquel en que las barras e están unidas y soldadas de tal modo que pueden desarrollar una tracción de por lo menos 125% del limite de fluencia de la barra de refuerzo. Las conexiones efectivas aprobadas para barras diseñadas para tomar esfuerzos de tracciones o compresiones críticas serán equivalentes en resistencia a un empalme soldado aprobado.

En la siguiente tabla se detalla la longitud de empalme por traslape para diferentes diámetros y diferentes condiciones de trabajo para columnas placas y muros de contención

1. Longitud de empalme.

DIAMETRO DE LA BARRA	EMPALME POR TRASLAPE EN CENTIMETROS	
	ELEMENTOS	ELEMENTOS
	A COMPRESION	A FLEXO-COMPRESION
3/8"	30	35
1/2"	40	45
5/8"	50	55
3/4"	60	70
7/8"	70	95
1"	75	120
1 1/8"	85	155
1 1/4"	95	200
1 3/8"	105	245

2. Ubicación de empalme en cualquier sitio a ½ altura
3. Máximo número de barras que se pueden empalmar en una sección: 50% alternadas

Refuerzo por Contracción y Temperatura

En toda estructura en donde el refuerzo principal se extiende sólo en una dirección, se proporcionará refuerzo en dirección perpendicular a la del refuerzo principal para tomar esfuerzos pro contracción y temperatura.

D i a m e t r o p u l g a d a s	P e s o k g . / m l .
1 / 4 "	0 . 2 5
3 / 8 "	0 . 5 8
1 / 2 "	1 . 0 2
5 / 8 "	1 . 6 0
3 / 4 "	2 . 2 6
7 / 8 "	3 . 0 7
1 "	4 . 0 4

El pago se efectuará según el avance de acuerdo de los precios unitarios contratados para las partidas.

No se efectuarán pagos adicionales por desperdicios, ni tolerancias de peso, tampoco se compensarán adicionalmente las suspensiones, distanciadores, alambres, etc. Que sean necesarios para la colocación del refuerzo.

PARTIDA : 06.01

Encofrado y desencofrado de Cimentaciones y Elevaciones

Comprende el suministro de todos los materiales, mano de obra, equipos y herramientas a emplearse en la confección de los encofrados o cimbras, los cuales se ajustan a la forma, líneas y dimensiones de las formas de la estructura de concreto según lo especificado en planos; serán sólidos y suficientemente herméticos para evitar fugas de mortero.

Estarán contraventeadas o unidas adecuadamente entre si para mantener su posición y forma. El material a emplear será la madera y planchas de Triplay $e= \frac{3}{4}$ " y no se permitirá el empleo de encofrados que presenten abolladuras, ojos, incrustaciones, o cualquier deformación que debilitó la resistencia del mismo.

Diseño

El dimensionamiento y disposiciones constructivas (apuntalamiento, trabes, arriostres, etc.) de diseño tendrán en consideración los siguientes factores:

- Velocidad y método de colocación del concreto
- Cargas, incluyendo peso propio, carga viva, cargas laterales e impacto
- Selección de materiales y esfuerzos.
- Deflexión, contraflecha, excentricidad y fuerza de levantamiento
- Contraventeo horizontal y diagonal
- Traslapes de puntales
- Compresión perpendicular al grano (madera)
- Cargas sobre el piso o sobre una estructura colada previamente.

Inspecciones

En ningún caso los encofrados serán removidos antes de las 24 horas, aunque se hayan empleado aditivos o cementos de fragua rápida. Como regla general, los plazos mínimos de desencofrado se ajustarán a los siguientes valores:

- | | | |
|--|----------|------------|
| ▪ Costado de vigas, muros que no sostengan terreno | 24 días | |
| ▪ Muros que sostengan terreno, losas macizas | 07 días. | 240 |
| ▪ Fondo de vigas y losas | 14 días. | |

Tolerancias Dimensionales

Se aceptará diferencia entre las medidas indicadas en los planos y las de la estructura construida (encofrado), siempre y cuando estén comprendidas entre los siguientes valores :

En todas las Estructuras	En longitud Requerida	Tolerancia (m)
▪ Control lineal	06 m.	1.27
	12 m.	1.90
▪ Detalles individuales	24 m. o más	3.10
▪ Plomada en columnas, muros	03 m.	1.27
	06 m.	1.90
	24 m.	3.10
▪ Variación de nivel o rasante en losas	03 m.	1.27
▪ Vigas Ranuras	09 m.	1.27
▪ Variación en la sección transversal	de más	1.27
▪ Columnas, vigas, pilares	de menos	0.63
▪ Variación en el espesor de losas	de más	1.27
▪ Muros y elementos semejantes	de menos	0.63

Acabados

En los acabados donde el pulido de las superficies es importante bajo el punto de vista hidráulico, como es el caso de estructuras con flujo de agua donde se requiere imprimirle velocidad y reducir las pérdidas de carga mediante perfiles aerodinámicos con la finalidad de reducir los efectos erosivos del agua y el material de arrastre, no se admitirán irregularidades abruptas, mientras que las irregularidades graduales no excederán de 0.5 cm., en general la evaluación y aprobación de los acabados será dada por el Ingeniero Supervisor.

El encofrado se medirá en metros cuadrados (m²) con aproximación de los decimales. Para tal efecto se determinará el desarrollo de la superficie de contacto directo entre el molde o encofrado y el concreto.

El pago se efectuará según el avance mensual de acuerdo al precio unitario contratado por la partida.

07.01 ALBAÑILERÍA

En este rubro se incluyen un conjunto de trabajos en los que emplean piedras para construir elementos no resistentes, tales como muros y revestimientos de protección en los que predominan los trabajos de albañilería.

PARTIDA : 07.01

Piedra asentada y emboquillada En Concreto Simple $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$. $e = 0,20\text{m}$

Alcances del Trabajo.

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo, y la ejecución de las operaciones necesarias para efectuar recubrimientos parciales en los taludes y fondo de las estructuras y/o en lugares de enlace entre las diferentes obras, mediante la colocación de piedras canteadas sin labrar sobre una base de concreto y el relleno superficial de sus juntas con mortero cemento : arena, de acuerdo a lo indicado en los planos o a lo ordenado por el Ingeniero Supervisor.

Ejecución

La piedra deberá ser de buena calidad, homogénea, de forma regular, fuerte, durable y resistente a la acción de los agentes atmosféricos y no deberá tener grietas ni partes alteradas.

La piedra será extraída desde las canteras, aprobadas por el Ingeniero Supervisor y se canteará según las dimensiones indicadas en los planos de las estructuras correspondientes.

Solo excepcionalmente se permitirá el empleo de piedras redondeadas.

El mortero que se empleará para el emboquillado de la piedra deberá contener una mezcla cemento : arena, en proporción 1 : 3 los materiales que se emplee para la preparación del mortero deberán ser de la misma calidad que lo especificado en el ítem respectivo de estas especificaciones técnicas.

El mortero se preparará a mano o a máquina, según convenga y en cualquier caso el Ingeniero Supervisor debería aprobar su empleo. El mortero sólo podrá usarse hasta 20 minutos después de la preparación y en ningún caso se permitirá rehumedecerlo.

El concreto que se empleará para el asentado, tendrá una resistencia especificada en los planos y deberá ser preparado según lo indicado en el ítem respectivo de éstas especificaciones técnicas.

Antes de la colocación, cada piedra deberá ser lavada para que quede libre de polvo y materiales extraños.

Así mismo, la superficie del terreno donde se asentará la piedra debe ser firme y nivelada y será humedecida completamente antes de iniciar el trabajo.

Las piedras serán colocadas en una sola capa, sobre una cama de concreto simple de espesor indicado en los planos, de manera que las caras planas queden visibles. Primeramente se colocarán las piedras más grandes y luego se rellenarán los espacios que queden entre ellas con piedras más pequeñas del tamaño adecuado, rellenando todas las juntas superficiales con el mortero cemento : arena.

La cantidad de vacíos deberá ser la mínima posible y todas las piedras deberán quedar sólidamente asentadas en el concreto y unidas entre si por el mortero.

Las piedras no deberán sobresalir más de 3 centímetros por encima de la sección de diseño. Deberá evitarse el formar planos de fractura, colocando las piedras en disposición de trebolillo.

Debe cuidarse que durante las 24 horas siguientes a la terminación del asentado, no se aplique ninguna carga considerable a esta superficie. Finalmente, la superficie terminada deberá curarse durante tres días consecutivos.

Medición y Pago

La piedra asentada y emboquillada se medirá en metros cuadrados (m^2), con aproximaciones a dos decimales.

Para tal efecto, se determinará directamente en la estructura el área expuesta terminada, correspondiente a cada uno de los espesores especificados, de acuerdo a los planos respectivos y/o a las órdenes impartidas por el Ingeniero Supervisor.

El pago se efectuará según el avance mensual, de acuerdo al precio unitario contratado para la partida del Presupuesto.

Este precio incluye la preparación de la superficie.

PARTIDA: 08.01

Junta Asfáltica

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales, equipos, y la ejecución de las operaciones necesarias para el sellado de las juntas de las diversas estructuras, mediante el uso de una mezcla asfáltica, en los lugares que indican los planos o en los que crea conveniente el Supervisor.

Serán ejecutadas empleando mezcla asfáltica introducida en las juntas por simple colado después de haber sido calentado hasta 160° C – 180° C de acuerdo a la fabricación nacional. Puede usarse asfalto industrial AS 160/180 P.A. ó asfalto líquido RC-250.

Antes de ser colocado, las superficies que entrarán en contacto con la mezcla asfáltica serán perfectamente limpiadas de cualquier sustancia ajena, tales como polvo, grasa, aceites, tierra, agua, etc. para que permita un buen contacto y adherencia.

El acabado superficial del relleno con mezcla asfáltica, tendrá que ser realizado con mucho cuidado, con el fin de no formar irregularidades abruptas que son perjudiciales para el escurrimiento del agua.

El sellado de juntas será medido en metros lineales con aproximación a un decimal, para lo cual se determinará la longitud correspondiente a cada uno de los tipos de sellado terminado.

El pago se efectuará según el avance mensual, de acuerdo al precio unitario contratado.

PARTIDA: 08.02

“Waterstop”

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales, equipos, y la ejecución de las operaciones necesarias para la instalación de water stop, en los lugares que indican los planos o en los que crea conveniente el Supervisor.

Los sellos de paso de agua para el concreto, o Waterstop serán colocados entre las obras de arte contiguas según lo indican los planos; o conforme lo apruebe el Supervisor en obra.

Los trabajos incluyen el suministro de los "Waterstop" de PVC.

Se garantizará que los Waterstop a usarse hayan sido ensayados en laboratorio, en concordancia con las siguientes normas:

AST D412 Método de prueba de tensión en caucho vulcanizado

ASTM D624 Prueba de resistencia a la rotura

ASTM D747 Prueba de rigidez

Los "Waterstop" podrán ser del tipo extruido a partir de un policloruro de vinilo (PVC) plastificado no relleno, proveniente de un compuesto plástico. El compuesto contendrá resinas adicionales, plastificantes, inhibidores u otras sustancias tales que, cuando el material sea compuesto, satisfaga los requisitos de comportamiento especificados en la Norma U.S. Cops of Engineers Specification "CRD-C572-74" relativa a "Waterstop" de PVC. Las tolerancias de las extrusiones estarán de acuerdo con lo siguiente:

Dimensión mm (pulg)	Tolerancia mm
152 (6)	1.8
228 (9)	2.3

No se usará policloruro de vinilo reciclado.

Se suministrará todos los materiales y equipos necesarios para el corte y la unión de los "Waterstops".

Las intersecciones se harán mediante juntas. Los cortes y las uniones necesarias se harán mediante una adecuada soldadora electrotérmica portátil u otro equipo adecuado, con troqueles y abrazaderas que coincidan exactamente en el perfil, estrictamente de acuerdo con las especificaciones e instrucciones del fabricante.

Las uniones preformadas a usarse en las intersecciones serán provenientes del mismo fabricante de las bandas waterstop.

Se tomará las precauciones adecuadas y se dispondrá de los medios necesarios para soportar y proteger los "waterstops" durante el avance de los trabajos, reparando o reemplazando, sin costo adicional, todos los "waterstops" dañados.

Los "waterstops" se colocarán con anchos iguales embebidos en concreto a cada lado de la junta, sosteniéndose rígidamente en su sitio.

El concreto será cuidadosamente vaciado y vibrado alrededor de los "waterstops" ya empotrados en secciones ejecutadas serán adecuadamente protegidos mediante coberturas de madera u otros medios asegurando que no ocurra ningún daño o deterioro en los "waterstops" debido al medio ambiente, a efectos mecánicos o cualquier otra causa.

Medición y Pago

La medición para el pago de "waterstops" se hará por la longitud en metros (m) de cada tipo de "waterstops" instalado en las obras. No se medirá las longitudes de "waterstops" requeridas por sobreexcavación, detrás de las líneas de pago de la excavación, excepto en los casos en que dicha sobreexcavación sea reconocida como necesaria o no atribuible al Contratista.

El pago se hará aplicando a las longitudes así calculados los precios unitarios de la partida correspondiente las cuales incluyen también los trabajos de rellenos de juntas y tapajuntas que fuesen necesarios.

PARTIDA: 08.03

Tecknoport e = 1"

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales, equipos, y la ejecución de las operaciones necesarias para la colocación de tecknoport en las juntas de dilatación de las diversas estructuras, en los lugares que indican los planos o en los que crea conveniente el Supervisor.

Esta partida se medirá por metro cuadrado (m²) de tecknoport debidamente instalado y aprobado por el Supervisor, según las medidas y ubicaciones mostrados en los planos.

El pago se hará aplicando a los metros cuadrados de tecknoport correctamente instalados los precios unitarios de la partida contratada.

PARTIDA: 08.04

08.05

Alcantarillas metálicas

Comprende el suministro de los materiales, mano de obra y equipo para la instalación de Tubería Metálica Corrugada (TMC) tipo ARMCO, según planos o indicaciones del Supervisor.

El ancho de excavación para la alcantarilla deberá resultar suficiente para permitir un empalme satisfactorio y un apisonado adecuado del material de apoyo debajo y alrededor de los tubos.

Se prepararán medios adecuados para bajar los tubos, los cuales se colocarán por secciones separadas y posteriormente firmemente unidos entre sí con las juntas apropiadas para este fin y con las solapas externas de las juntas de la circunferencia, apuntando aguas arriba y las solapas longitudinales ubicadas a los costados de los tubos.

La base de fundación deberá ofrecer un apoyo firme de densidad uniforme, a todo lo largo de la alcantarilla. El material de fundación será grava seleccionada, una vez preparado el lecho se procederá a instalar el tubo.

Los tubos se colocarán cuidadosamente en el alineamiento por medio de dos estacas de línea que visará su colocación el Ingeniero Supervisor, así como los niveles correctos. Todo tubo mal alineado o indebidamente asentado o dañado, después de su colocación será extraído y recolocado o reemplazado sin derecho a compensación alguna por parte del Contratista.

Después de colocado los tubos se procederá a rellenar la zanja a lo largo de la tubería en capas de material adecuado, cuyo espesor no excederá los diez (10) centímetros. Cada capa se ejecutará siempre a la humedad óptima del material, cuya compactación deberá ser no menor del 90% del próctor Modificado.

La tubería metálica Corrugada se medirá en metros lineales (m.), con aproximación de un (1) decimal. Para tal efecto, se medirá en su eje geométrico la longitud neta de tubería instalada, según los planos y/o indicaciones del Ingeniero Supervisor.

El pago se efectuará según el avance mensual, de acuerdo al Precio Unitario de la Partida contratada.

PARTIDA: 08.06

08.07

Tuberías PVC

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo, para instalar las tuberías de Cloruro de Polivinilo, que se requieran en la obra, de acuerdo a las dimensiones, forma, disposición y ubicación mostrados en los planos o a lo ordenado por el Supervisor.

Todas las tuberías serán nuevas y de calidad uniforme y deberán cumplir con los requisitos de las normas ITINTEC 399.003 para la fabricación de tubos de cloruro de Polivinilo rígido.

Todas las tuberías a instalarse deberán presentar la superficie externa e interna perfectamente lisa y libre de defectos de fabricación u ocasionados por el deficiente manipuleo o almacenamiento.

Antes de instalarse las tuberías deberán ser revisadas para eliminar los elementos extraños en su interior, que dificultarían el paso del agua o aire a través de ellas.

Las tuberías deberán instalarse asegurando su anclaje y deberán entregarse libre de obstrucciones junto con las obras de arte terminadas. El extremo de las tuberías quedarán al ras del acabado del concreto o de la mampostería de piedra en donde se empotran.

Las tuberías se medirán en metros lineales (m.), con aproximación de un decimal. Para tal efecto se medirá la longitud neta de tubería instalada, de acuerdo a los planos o las ordenes del Supervisor.

El pago se efectuará de acuerdo al avance mensual, de acuerdo al Precio Unitario de la Partida contratada y solo después que la estructura correspondiente haya sido completada.

RESUMEN DE METRADOS OBRAS DE ARTE - CANAL PRINCIPAL

PARTIDAS		UNIDAD	ESTRUCTURAS							TOTAL
			ALIVIA DADERO	ALCANTARILLA	CA AND OE AN	EL NAT T R E R G A L	CC ON D I E C T O O	VEHICULAR PUENTE	PUENTE PEATONAL	
COD.	DESCRIPCION									
	ESTRUCTURAS METALICAS									
	Compuerta tipo ARMCO 0,60*0,60	Und								0,00
	Compuerta tipo tarjeta 1,00*0,80	Und								0,00
	Compuerta tipo tarjeta 1,00*1.00	Und								0,00
	Baranda de F° G° Ø=2"	MI							3,2	3,20
	Limnómetro metálico L = 1.14 m	Und	1,00							1,00
										0,00
	VARIOS									0,00
	Junta Water Stop 9"	MI	20,60				35,90			56,50
	Junta Water Stop 6"	MI								0,00
	Alcantarilla metál tipo ARMCO D=36"	MI		103,68						103,68
	Alcantarilla metál tipo ARMCO D=48"	MI		38,88						38,88
	Tubo de concreto armado d=18"	MI								0,00
	Tubería PVC Ø=2"	MI						1,30		1,30
	Ataguía de madera e = 4"	P2								0,00
	Sello asfáltico	MI					35,90			35,90
	Tecnopor e = 1"	M2	13,68					2,50		16,18
	Tubo PVC - SAP Ø 3/4"	MI	21,33				8,00			29,33
	Neoprene e = 2"	M2								0,00
	Perfil Metálico 4"*4"*1/4"	MI	3,66							3,66

RESUMEN DE METRADOS OBRAS DE ARTE - CANAL PRINCIPAL

PARTIDAS		UNIDAD	ESTRUCTURAS							TOTAL
			ALIVIA DADERO	ALCANTARILLA	CAÑON AN	ELN TTERE GAL	CC OUN DUE CRT TO	VEHICULAR PUENTE	PEATONAL	
COD.	DESCRIPCION									
	OBRAS PRELIMINARES									
	Trazo y replanteo para obras de arte	M2	857,85	1 231,13	1 689,58	249,60	234,90	35,00	15,60	4 313,65
	Bombeo	Hm								0,00
										0,00
	MOVIMIENTO DE TIERRAS									0,00
	Excav. para estructuras a mano	M3	334,91	43,66	177,75	9,75	49,45	11,25	1,25	628,02
	Excav. para estructuras a máquina	M3		2 429,48	3,00	3,84	353,53	7,50		2 797,35
	Relleno compactado	M3	20,83	1 099,84	0,00		86,59	1,63		1 208,89
	Base de material granular	M3	47,21	21,58	17,70					86,49
										0,00
	CONCRETO									0,00
	C° ciclópeo f'c= 175+25% PM	M3		43,72	38,53			10,20	1,25	93,70
	C° ciclópeo f'c= 175+30% PG	M3								0,00
	C° simple f'c= 100 Kg/cm2	M3			35,16	1,04	5,29	0,75		42,24
	C° simple f'c= 175 Kg/cm2	M3	19,12		18,94	6,11	16,80			60,96
	C° simple f'c= 210 Kg/cm2	M3	111,97		125,04	6,76	82,82	3,47	0,82	330,88
										0,00
	ACERO									0,00
	Acero de refuerzo	Kg	5 023,26	180,88	4 560,23	302,38	6 312,38	337,25	85,31	16 801,69
										0,00
	ENCOFRADO									0,00
	Encofrado y desencofrado vertical	M2	137,53	201,84	331,42	29,25	262,91	19,84	3,81	986,59
	Encofrado y desencofrado horizontal	M2			87,70		76,00	10,00	3,80	177,50
										0,00
	ALBAÑILERIA									0,00
	Piedra asentada y emboquillada en	M2								
	C° simple f'c= 175 Kg/cm2 e= 0,20 m		70,05		186,00					256,05

TESIS: DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE CRUCE
 CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA - IRRIGACION BIAVO

CUADRO RESUMEN DE METRADOS DE CONDUCTO CUBIERTO

UBICACION: Km. 00+521

PARTIDAS		UND	CANTIDAD
COD	DESCRIPCION		
	OBRAS PRELIMINARES		
	Trazo y replanteo	M2	234.90
	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
	Excavación para estructuras a mano	M3	49.45
	Excavación para estructuras a máquina	M3	353.53
	Relleno compactado	M3	86.59
	CONCRETO		
	Concreto simple f'c = 100 Kg/cm2	M3	5.29
	Concreto simple f'c = 175 Kg/cm2	M3	16.80
	Concreto simple f'c = 210 Kg/cm2	M3	82.82
	ACERO		
	Acero de refuerzo	Kg.	6312.38
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO		
	Encofrado y desencofrado Horizontal	M2	76.00
	Encofrado y desencofrado Vertical	M2	262.91
	VARIOS		
	Junta Water Stop 9"	MI	35.90
	Tubo PVC - SAP D = 3/4"	MI	8.00

OBRAS DE CRUCE DEL CANAL PRINCIPAL IRRIGACIÓN BIAVO MARGEN IZQUIERDA

METRADO

Estructura : Conducto Cubierto

Irrigación : Biavo Vainillas - Pacasmayo

Ubicación : Km. 00+521

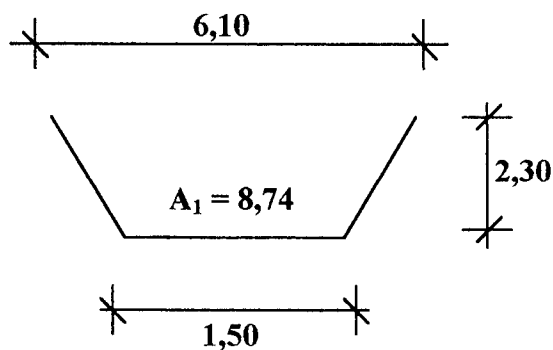
1.0 Tazo y Replanteo

$$A = 27,00 \times 8,70 =$$

2.0 Excavación a máquina

2.1 Transiciones

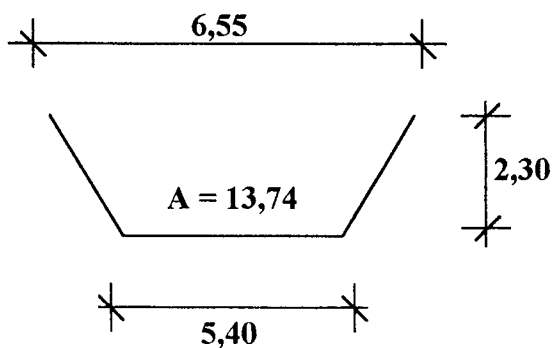
$$V_1 = 11,24 \times 3,50 \times 2,00 = 78,68 \text{ M}^3$$



2.2 Conducto Cubierto

$$V_2 = 13,74 \times 20,00 = 274,85$$

Total 353,53 M³

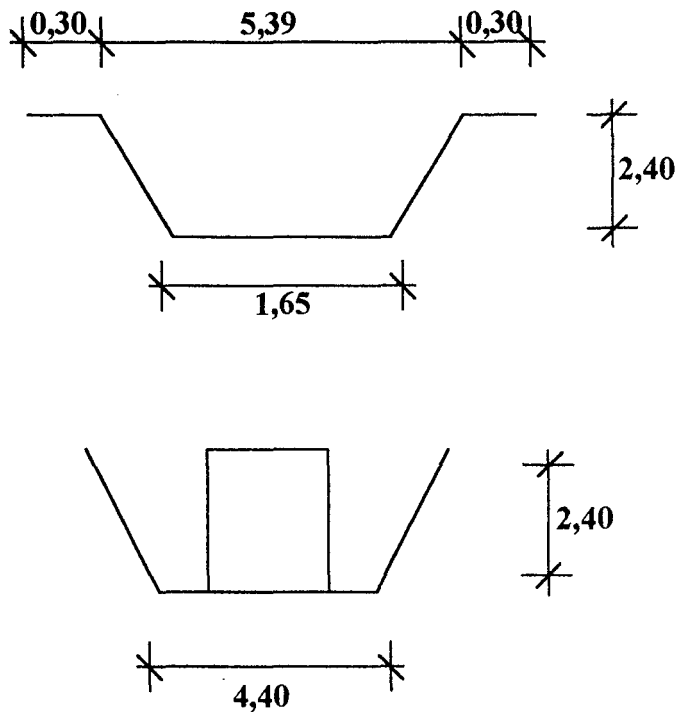


3.0 Excavación a Mano

3.1 Transición de entrada y salida

$$L_1 = 9,03 \text{ m}, L_2 = 4,40 \quad I = 6,72$$

$$V_1 = 6,72 \times 3,60 \times 0,20 \times 2,00 = 941 \text{ M}^3$$



3.2 Uña Transición entrada y salida

$$L = 9,03 \text{ m}$$

$$V_2 = 9,03 \times 0,35 \times 0,20 \times 2,00 = 125,00 \text{ M}^3$$

3.3 Conducto Cubierto

$$V_1 = 20,00 \times 5,40 \times 0,30 = 32,40 \text{ M}^3$$

3.4 Uña conducta

$$V = 4,40 \times 0,25 \times 0,50 \times 2,00 = 1,10 \text{ M}^3$$

3.5 Solado: 5,29 M³

V = Transiciones

$$V_1 = (4,40 + 1,65/2) \times 0,50 \times 3,30 \times 25,00 \times 1,00 \text{ M}^3$$

V = Conducto

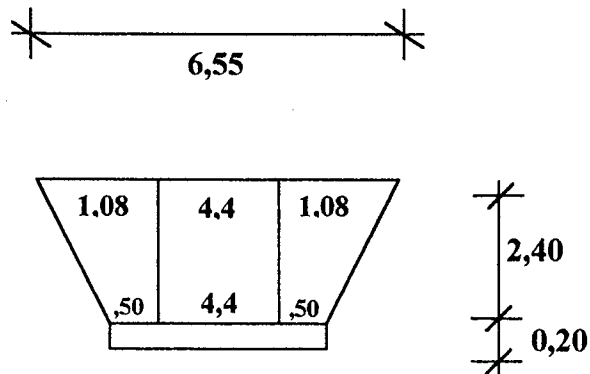
$$V_2 = 19,50 \times 4,40 \times 0,05 = 4,29 \text{ M}^3$$

$$\text{Total excavación a mano} = 49,45 \text{ M}^3$$

4.0 Relleno Compactado

$$A = (0,50 + 1,03/2) \times 2,30 = 1,82,00$$

$$V_1 = (1,82 \times 3,50/2) + 3,50 \times 4,00 = 12,74$$



$$A = 0,50 \times 0,20 = 0,30$$

$$V = 0,30/2 \times 3,50 \times 2,00 = 1,05 \text{ M}^3$$

Conducto Cubierto

$$V = 1,82 \times 20,00 \times 2,00 = 72,80 \text{ M}^3$$

$$\text{Total} = 86,59 \text{ M}^3$$

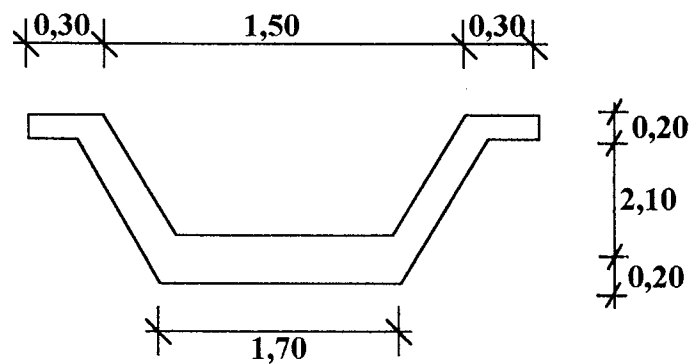
5.0 Solado C° f'c = 100 Kg./cm²

$$\text{Total} = 5,29 \text{ M}^3$$

6.0 Transición C° f'c = 175 Kg./cm²

$$A_1 = 8,74 - 10,50 = 1,74$$

$$A_1 = 1,74 \text{ M}^2$$



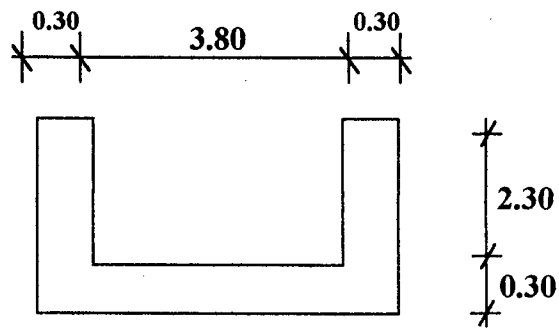
$$A_2 = 3,74 - 11,44 = 2,70$$

$$A_2 = 2,70 \text{ M}^2$$

$$V = (1,74 + 2,90 / 2) \times 3,50 \times 2,00 =$$

$$V = 15,54 \text{ M}^3 \text{ Transiciones}$$

$$Uña = 9,03 \times 0,35 \times 0,20 \times 2,00$$



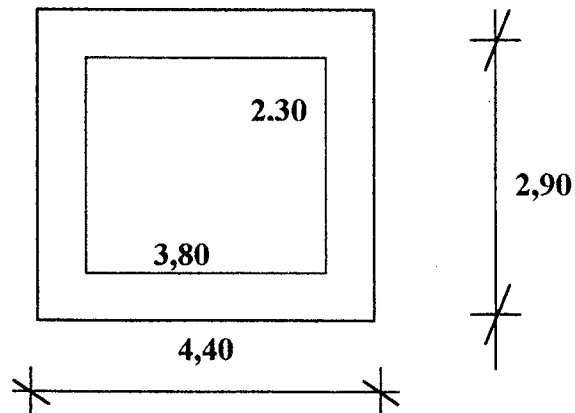
$$Uña = 1,26 \text{ M}^3$$

$$\text{Total} = 16,80 \text{ M}^3$$

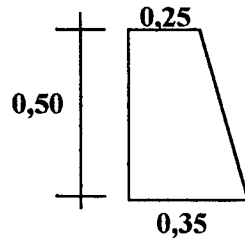
7.0 Concreto $f'c = 210 \text{ Kg./cm}^2$ Conducto

$$A_1 = 8,74 \quad A_2 = 12,76$$

$$V = 4,02 \times 20,00 = 80,40 \text{ M}^3$$

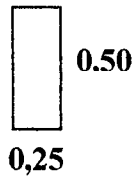


$$V = 0,15 \times 4,40 \times 21,32 \text{ M}^3$$



$$A = 0,15$$

$$V = 0,50 \times 0,25 \times 0,40 \times 2,00 = 1,10 \text{ M}^3$$



$$\text{Total} = 82,82 \text{ M}^3$$

8.0 Acero $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$

8.01 Transiciones

$$L_1 = 8,65$$

$$I = 9,53 \text{ m}$$

$$L_2 = 9,96 \times 0,45$$

$$L_2 = 10,41$$



CUADRO RESUMEN DE METRADOS DE CANOA - BADEN **CANAL PRINCIPAL**

OD	PARTIDAS DESCRIPCION	UND	UBICACION (KM)											TOTAL
			01+447	03+772	07+207	07+371	07+961	08+423	11+213	11+575	11+760	12+605	13+420	
	OBRAS PRELIMINARES													
	Trazo y replanteo	m2	239.38	134.05	134.05	134.05	134.05	134.05	243.75	134.05	134.05	134.05	134.05	1689.58
	MOVIMIENTO DE TIERRAS													
	Excavación a máquina	m3	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00
	Excavación a mano	m3	31.43	12.77	12.77	12.77	12.77	12.77	31.43	12.77	12.77	12.77	12.77	177.75
	Base de material granular	m3	2.83	1.34	1.34	1.34	1.34	1.34	2.83	1.34	1.34	1.34	1.34	17.70
	Relleno compactado	m3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CONCRETO													
	Concreto ciclópeo f _c = 100 Kg/cm ²	m3	5.53	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68	5.53	2.68	2.68	2.68	2.68	35.16
	Concreto ciclópeo f _c = 175+ 25% P M	m3	5.28	3.11	3.11	3.11	3.11	3.11	5.28	3.11	3.11	3.11	3.11	38.53
	Concreto Simple f _c = 175 Kg/cm ²	m3	2.04	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	2.04	1.65	1.65	1.65	1.65	18.94
	Concreto Simple f _c = 210 Kg/cm ²	m3	17.96	9.90	9.90	9.90	9.90	9.90	17.96	9.90	9.90	9.90	9.90	125.04
	ACERO													
	Acero de refuerzo F _y = 4200 Kg/cm ²	kg	1186.11	243.11	243.11	243.11	243.11	243.11	1186.11	243.11	243.11	243.11	243.11	4560.23
	ENCOFRADO													
	Encofrado y desencofrado horizontal	m2	21.35	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	21.35	5.00	5.00	5.00	5.00	87.70
	Encofrado y desencofrado vertical	m2	55.93	24.40	24.40	24.40	24.40	24.40	55.93	24.40	24.40	24.40	24.40	331.42
	ALBAÑILERIA													
	Piedra asentada en concreto simple f _c = 175 Kg/cm ² e = 0,20 m.	m2	39.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	39.00	12.00	12.00	12.00	12.00	186.00

METRADO DE CANOA-BADEN ; Q= 1,50 m3/seg

CANOA BADEN TIPO II: Km 01+447,00

1,0BRAS PRELIMINARES

1,01 Trazo y replanteo

Ancho= 12,5
Largo= 19,15
Area=l*a 239,375 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRAS

2,01 Excavación para estructura a máquina

Encauzamiento de entrada

Largo= 5 m
Ancho= 2 m
Altura= 0,3 m
Volum=a*l*h 3 m3

Encauzamiento de salida 0

Largo= 0

Ancho= 0

Altura= 0

Volum=a*l*h 0

Total excavación a máquina= excavación encauzamiento entrada+excavación encauzamiento salida

Exc. Maq. 3 m3

2,02 Excavación para estructura a mano

Encauzamiento de entrada

Losa

Long. Entrada (B) 9,5 m

Long. Salida (b) 3,5 m

Espesor (e) 0,25 m

Long. Horiz. (l) 3 m

- **Volumen= (B+b)/2*e*h 4,88 m3**

Cimientos

Largo= 4 m

Ancho= 0,25 m

Profundidad= 0,25 m

Volumen= l*a*h 0,5

Dentellón

Largo= 9,5 m

Ancho= 0,25 m

Profundidad= 0,4 m

Volumen= l*a*h 0,95 m3

Baden

Losa

Largo= 5,95 m

Ancho= 9,5 m

Espesor= 0,25 m

Volumen= l*a*e 14,13 m3

Dentellón

Largo= 5,95 m

Ancho= 0,25 m

Profundidad= 0,75 m

Volumen= l*a*h 0,19 m3

Encauzamiento de salida

Losa

Long. Entrada (B) 9,5 m

Long. Salida (b) 3,5

Espesor (e)	0,25
Long. Horiz. (l)	3
Volumen= (B+b)/2*e*h	4,88 m3
Cimientos	
Largo=	4 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,5
Dentellón	
Largo=	9,5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m
Volumen= l*a*h	0,95 m3
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,16 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	3,5 m
área1	
base=	0,55 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,22 m2
Volumen1= área1*largo	0,77 m3
Volunem2	
Largo=	3,5 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,2 m2
Volumen2= área2*largo	0,7 m3
Excavación para base de marerial granular en badem	
Largo=	9,5 m
Ancho=	5,95 m
Espesor=	0,05 m
Volumen= l*a*e	2,83 m3
Exc.a mano=	31,43 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

Solado en baden; f c= 100 kg/cm2

Largo=	9,3 m
ancho=	5,95 m
Espesor=	0,1 m
Volunmen= l*a*e	5,53 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f c= 175 Kg/cm2

Encauzamiento de entrada

lasa,(piedra emboquillada)

Long. Entrada (B)	9,5 m
Long. Salida (b)	3,5 m
Espesor (e)	0,25 m
Long. Horiz. (l)	3 m

Volumen= (B+b)/2*e*h	4,88 m3
Dentellón	
Largo=	9,5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,59 m3
Cimientos	
Largo=	4 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,25
Volumen= l*a*h	0,25
Encauzamiento de salida	
Losa (piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	9,5 m
Long. Salida (b)	3,5
Espesor (e)	0,25
Long. Horiz. (l)	3
Volumen= (B+b)/2*e*h	4,88 m3
Dentellón	
Largo=	9,5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m
Volumen= l*a*h	0,95 m3
Cimientos	
Largo=	4 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,25 m3
Total f c 175 Kg/cm2=	6,08 m3
Concreto Ciclópeo f c= 175 Kg/cm2+25% P.M.	
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,16 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	3,5 m
área1	
base=	0,55 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,22 m2
Volumen1= área1*largo	0,77 m3
Volumen2	
Largo=	3,5 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,1 m2
Volumen2= área2*largo	0,35 m3
Encauzamiento de entrada y salida	
Muros	

Altura=	1 m
Largo=	4 m
Espesor	0,25 m
Cantidad	4
Volumen	4
Total f c 175 Kg/cm2,ciclóp.	5,28 m3
Concreto f c= 210 Kg/cm2	
Canoa	
Losa	
Largo =	6,1 m
Ancho=	3,5 m
Espesor=	0,2 m
Volumen=	4,27 m3
Baden	
Largo=	9,2 m
Ancho=	5,95 m
Espesor=	0,25 m
Volumen	13,69 m3
Total f c=210 Kg/cm2	17,96 m3
5,00 Encofrado y Desencogrado	
Canoa	
Losa	
Largo=	6,1 m
Ancho=	3,5 m
Area=	21,35 m2
Viga	
Largo=	6,1 m
Ancho= (2 alturas+base)	1,45 m
Area=	17,69 m2
Tapas en vigas	
Altura=	0,8 m
Ancho=	0,2 m
Cantidad=	4 U
Area=	0,64 m2
Frisos en baden	
Perímetro=	22,4 m
Altura=	0,25 m
Area=	5,6
Encauzamiento de entrada y salida	
Muros	
Altura=	1 m
Largo=	4 m
Cantidad=	8 U
Area=	32 m2
Total Encofrado	77,28 m2
6,00 ACERO DE REFUERZO fy= 4 200 Kg/cm2	
Total fy= 4 200 Kg/cm2	1 186,1 Kg

METRADO DE CANOA- BADEN; $Q \leq 1,00 \text{ m}^3/\text{seg}$ **Canoa Baden Tipo I: Km 03+772,00****1,00 OBRAS PRELIMINARES****1,01 Trazo y replanteo**

Ancho= 7 m
Largo= 19,15 m
Area= $l \cdot a$ 134,05 m²

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRAS**2,01 Excavación para estructura a máquina**

Encauzamiento de entrada

Largo= 0
Ancho= 0
Altura= 0
Volum= $a \cdot l \cdot h$ 0

Encauzamiento de salida

Largo= 0 0
Ancho= 0 0
Altura= 0 0
Volum= 0 0

Total excavación a máquina=excavación encauzamiento entrada+ excavación salida

Exc. Maq, 0**2,02 Excavación para estructura a mano**

Encauzamiento de entrada

Losa

Long. Entrada (B) 5 m
Long. Salida (b) 1 m
Espesor (e) 0,2 m
Long. Horiz. (l) 2 m

Volumen= $(B+b)/2 \cdot e \cdot h$ 1,20 m³

Aletas de encauzamiento

Largo= 3 m
Ancho= 0,2 m
Profundidad= 0,25 m

Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,3

Dentellón

Largo= 3 m
Ancho= 0,25 m
Profundidad= 0,4 m

Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,3 m³**Baden**

Losa

Largo= 5,95 m
Ancho= 4,5 m
Espesor= 0,25 m
Volumen= $l \cdot a \cdot e$ 6,69 m³

Dentellón

Largo= 4,5 m
Ancho= 0,25 m
Profundidad= 0,35 m

Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,39 m³

Encauzamiento de salida

Losa

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,3 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m
Volumen= l*a*h	0,5 m3
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,16 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,18 m3
Volunem2	
Largo=	1 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,2 m2
Volumen2= área2*largo	0,2 m3
Excavación para base de marerial granular en badem	
Largo=	5,95 m
Ancho=	4,5 m
Espesor=	0,05 m
Volumen= l*a*e	1,34 m3
Exc.a mano=	12,77 m3
3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	
Solado en baden; f c= 100 kg/cm2	
Largo=	5,95 m
ancho=	4,5 m
Espesor=	0,1 m
Volunmen= l*a*e	2,68 m3
4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO	
Concreto f c= 175 Kg/cm2	
Encauzamiento de entrada	
losa,(piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1 m
	263

Espesor (e)	0,2 m
Long. Horiz. (l)	2 m
Volumen=((((B+b)/2)*l)*e)	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25
Volumen= l*a*h	0,60
Encausamiento de salida	
Losa (piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,15 m3
Total f c 175 Kg/cm2=	4,05 m3
Concreto Ciclópeo f c= 175 Kg/cm2+25% P.M.	
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,7
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,28 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1,3 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,47 m3
Volumen2	
Largo=	1,3 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,1 m2
Volumen2= área2*largo	0,26 m3
Encauzamiento de entrada y	

y salida

Muros

Altura= 0,7 m

Largo= 3 m

Espesor 0,25 m

Cantidad 4

Volumen 2,1

Total f'c 175 Kg/cm², ci 3,11 m³

Concreto f'c= 210 Kg/cm²

Canoa

Losa

Largo = 5 m

Ancho= 1 m

Espesor= 0,15 m

Volumen=(l*a*e) 0,75 m³

Viga

Largo= (l) 5 m

Ancho= (a) 0,15 m

Altura= (h) 0,45 m

Volumen=(l*a*h) 0,68 m

Volumen= m³

Baden

Losa

Largo= (l) 5,95 m

Ancho= (a) 4,5 m

Espesor=(e) 0,25 m

Volumen 6,69 m³

Dentellón

Largo = (l) 5,95 m

Espesor=(e) 0,25 m

Altura= (h) 0,60 m

Volumen 1,79

Total f'c=210 Kg/cm² 9,90 m³

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Canoa

Losa

Largo= 5 m

Ancho= 1 m

Area= 5 m²

Viga

Largo= 5 m

Ancho= (2 alturas+base) 1,05 m

Area= 10,5 m²

Tapas en vigas

Altura= 0,45 m

Ancho= 0,15 m

Cantidad= 4 U

Area= 0,27 m²

Frisos en baden

Perímetro= 20,9 m

Altura= 0,25 m

Area= 5,23 m²

Encauzamiento de entrada y salida

Muros	
Altura=	0,7 m
Largo=	3 m
Cantidad=	4 U
Area=	8,4 m2
Total Encofrado	29,40 m2
6,00 ACERO DE REFUERZO fy= 4 200 kg/cm2	
fy = 4 200 Kg/cm2	243,11 Kg

METRADO DE CANOA- BADEN; Q<= 1,00 m3/seg

Canoa Baden Tipo I: Km 07+207,00

1,00 OBRAS PRELIMINARES

1,01 Trazo y replanteo

Ancho= 7 m
Largo= 19,15 m
Area=l*a 134,05 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRAS

2,01 Excavación para estructura a máquina

Encauzamiento de entrada

Largo= 0
Ancho= 0
Altura= 0
Volum=a*l*h 0

Encauzamiento de salida

Largo= 0
Ancho= 0
Altura= 0
Volum= 0 0

Total excavación a máquina=excavación encauzamiento entrada+ excavación salida

Exc. Maq, 0

2,02 Excavación para estructura a mano

Encauzamiento de entrada

Losa

Long. Entrada (B) 5 m
Long. Salida (b) 1 m
Espesor (e) 0,2 m
Long. Horiz. (l) 2 m

Volumen= (B+b)/2*e*h 1,20 m3

Aletas de encauzamiento

Largo= 3 m
Ancho= 0,2 m
Profundidad= 0,25 m

Volumen= l*a*h 0,3

Dentellón

Largo= 3 m
Ancho= 0,25 m
Profundidad= 0,4 m

Volumen= l*a*h 0,3 m3

Baden

Losa

Largo= 5,95 m
Ancho= 4,5 m
Espesor= 0,25 m

Volumen= l*a*e 6,69 m3

Dentellón

Largo= 4,5 m
Ancho= 0,25 m
Profundidad= 0,35 m

Volumen= l*a*h 0,39 m3

Encauzamiento de salida

Losa

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= $(B+b)/2 \cdot e \cdot h$	1,20 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= $l \cdot a \cdot h$	0,3 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m
Volumen= $l \cdot a \cdot h$	0,5 m3
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m
Volumen= $l \cdot a \cdot h$	0,16 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1= $(b \cdot h)/2$	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,18 m3
Volunem2	
Largo=	1 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2= $(b \cdot h)$	0,2 m2
Volumen2= área2*largo	0,2 m3
Excavación para base de marerial granular en badem	
Largo=	5,95 m
Ancho=	4,5 m
Espesor=	0,05 m
Volumen= $l \cdot a \cdot e$	1,34 m3
Exc.a mano=	12,77 m3
3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	
Solado en baden; f'c= 100 kg/cm2	
Largo=	5,95 m
ancho=	4,5 m
Espesor=	0,1 m
Volunmen= $l \cdot a \cdot e$	2,68 m3
4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO	
Concreto f'c= 175 Kg/cm2	
Encauzamiento de entrada	
losa,(piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1 m

Espesor (e)	0,2 m
Long. Horiz. (l)	2 m
Volumen=((((B+b)/2)*l)*e)	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25
Volumen= l*a*h	0,60
Encausamiento de salida	
Losa (piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,15 m3
Total f c 175 Kg/cm2=	4,05 m3
Concreto Ciclópeo f c= 175 Kg/cm2+25% P.M.	
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,7
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,28 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1,3 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,47 m3
Volumen2	
Largo=	1,3 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,1 m2
Volumen2= área2*largo	0,26 m3
Encauzamiento de entrada y	

y salida

Muros

Altura= 0,7 m

Largo= 3 m

Espesor 0,25 m

Cantidad 4

Volumen 2,1

Total f'c 175 Kg/cm², ci 3,11 m³

Concreto f'c= 210 Kg/cm²

Canoa

Losa

Largo = 5 m

Ancho= 1 m

Espesor= 0,15 m

Volumen=(l*a*e) 0,75 m³

Viga

Largo= (l) 5 m

Ancho= (a) 0,15 m

Altura= (h) 0,45 m

Volumen=(l*a*h) 0,68 m

Volumen= m³

Baden

Losa

Largo= (l) 5,95 m

Ancho= (a) 4,5 m

Espesor=(e) 0,25 m

Volumen 6,69 m³

Dentellón

Largo = (l) 5,95 m

Espesor=(e) 0,25 m

Altura= (h) 0,60 m

Volumen 1,79

Total f'c=210 Kg/cm² 9,90 m³

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Canoa

Losa

Largo= 5 m

Ancho= 1 m

Area= 5 m²

Viga

Largo= 5 m

Ancho= (2 alturas+base) 1,05 m

Area= 10,5 m²

Tapas en vigas

Altura= 0,45 m

Ancho= 0,15 m

Cantidad= 4 U

Area= 0,27 m²

Frisos en baden

Perímetro= 20,9 m

Altura= 0,25 m

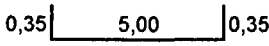
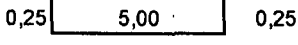
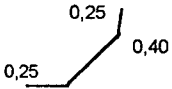
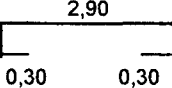
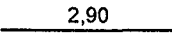
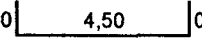
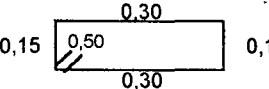
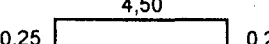
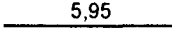
Area= 5,23 m²

Encauzamiento de entrada y salida

Muros	
Altura=	0,7 m
Largo=	3 m
Cantidad=	4 U
Area=	8,4 m2
Total Encofrado	29,40 m2
6,00 ACERO DE REFUERZO $f_y = 4\ 200\ \text{Kg/cm}^2$	
$f_y = 4\ 200\ \text{Kg/cm}^2$	243,11 Kg

PLANILLA DE METRADO DE ACERO DE REFUERZO fy= 4 200 Kg/cm2

IPO I: Q<= 1,00 m3/seg

N°	φ PULG	DETALLE	LONGITUD ML	CANT. UNID.	PESO UNITARIO KG/ml	PESO Kg.	OBSERVACIONES
1	5/8"		5,70	6	1,60	54,72	CANOA
2	1/2"		0,00	0	0	0	
3	1/2"		0,00	0	0	0	
4	1/2"		0,00	0	0	0	
5	1/2"		0,00	0	0	0	
6	3/8"		4,50	3	0,58	7,83	CANOA
7	3/8"		1,30	25	0,58	18,85	CANOA
3	1/2"		4,50	25	0,58	65,25	BADEN
9	3/8"		5,95	19	1,02	115,311	BADEN
Total						243,11	

METRADO DE CANOA- BADEN; Q<= 1,00 m3/seg

Canoa Baden Tipo I: Km 07+371,00

1,00 OBRAS PRELIMINARES

1,01 Trazo y replanteo

Ancho= 7 m
Largo= 19,15 m
Area=l*a 134,05 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRAS

2,01 Excavación para estructura a máquina

Encauzamiento de entrada

Largo= 0
Ancho= 0
Altura= 0
Volum=a*l*h 0

Encauzamiento de salida

Largo= 0 0
Ancho= 0 0
Altura= 0 0
Volum= 0 0

Total excavación a máquina=excavación encauzamiento entrada+ excavación salida

Exc. Maq, 0

2,02 Excavación para estructura a mano

Encauzamiento de entrada

Losa

Long. Entrada (B) 5 m
Long. Salida (b) 1 m
Espesor (e) 0,2 m
Long. Horiz. (l) 2 m

Volumen= (B+b)/2*e*h 1,20 m3

Aletas de encauzamiento

Largo= 3 m
Ancho= 0,2 m
Profundidad= 0,25 m

Volumen= l*a*h 0,3

Dentellón

Largo= 3 m
Ancho= 0,25 m
Profundidad= 0,4 m

Volumen= l*a*h 0,3 m3

Baden

Losa

Largo= 5,95 m
Ancho= 4,5 m
Espesor= 0,25 m

Volumen= l*a*e 6,69 m3

Dentellón

Largo= 4,5 m
Ancho= 0,25 m
Profundidad= 0,35 m

Volumen= l*a*h 0,39 m3

Encauzamiento de salida

Losa

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3

Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,3 m3

Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m
Volumen= l*a*h	0,5 m3

Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,16 m3

Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,18 m3

Volunem2	
Largo=	1 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,2 m2
Volumen2= área2*largo	0,2 m3

Excavación para base de marerial granular en badem	
Largo=	5,95 m
Ancho=	4,5 m
Espesor=	0,05 m
Volumen= l*a*e	1,34 m3
Exc.a mano=	12,77 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

Solado en baden; f'c= 100 kg/cm2

Largo=	5,95 m
ancho=	4,5 m
Espesor=	0,1 m
Volunmen= l*a*e	2,68 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c= 175 Kg/cm2

Encauzamiento de entrada

losa,(piedra emboquillada)

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1 m
	2 m

Espesor (e)	0,2 m
Long. Horiz. (l)	2 m
Volumen=((((B+b)/2)*l)*	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25
Volumen= l*a*h	0,60
Encausamiento de salida	
Losa (piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,15 m3
Total f'c 175 Kg/cm2=	4,05 m3
Concreto Ciclópeo f'c= 175 Kg/cm2+25% P.M.	
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,7
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,28 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1,3 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,47 m3
Volunem2	
Largo=	1,3 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,1 m2
Volumen2= área2*largo	0,26 m3
Encauzamiento de entrada y	

y salida

Muros

Altura= 0,7 m

Largo= 3 m

Espesor 0,25 m

Cantidad 4

Volumen 2,1

Total f c 175 Kg/cm²,ci 3,11 m³

Concreto f c= 210 Kg/cm²

Canoa

Losa

Largo = 5 m

Ancho= 1 m

Espesor= 0,15 m

Volumen=(l*a*e) 0,75 m³

Viga

Largo= (l) 5 m

Ancho= (a) 0,15 m

Altura= (h) 0,45 m

Volumen=(l*a*h) 0,68 m

Baden

Losa

Largo= (l) 5,95 m

Ancho= (a) 4,5 m

Espesor=(e) 0,25 m

Volumen 6,69 m³

Dentellón

Largo = (l) 5,95 m

Espesor=(e) 0,25 m

Altura= (h) 0,60 m

Volumen 1,79

Total f c=210 Kg/cm² 9,90 m³

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Canoa

Losa

Largo= 5 m

Ancho= 1 m

Area= 5 m²

Viga

Largo= 5 m

Ancho= (2 alturas+base) 1,05 m

Area= 10,5 m²

Tapas en vigas

Altura= 0,45 m

Ancho= 0,15 m

Cantidad= 4 U

Area= 0,27 m²

Frisos en baden

Perímetro= 20,9 m

Altura= 0,25 m

Area= 5,23 m²

Encauzamiento de entrada y salida

Muros

Altura=	0,7 m
Largo=	3 m
Cantidad=	4 U
Area=	8,4 m2
Total Encofrado	29,40 m2
6,00 ACERO DE REFUERZO fy= 4 200 Kg/cm2	
fy = 4 200 Kg/cm2	243,11 Kg

METRADO DE CANOA- BADEN; $Q \leq 1,00 \text{ m}^3/\text{seg}$ **Canoa Baden Tipo I: Km 07+961,00****1,00 OBRAS PRELIMINARES**

1,01 Trazo y replanteo

Ancho= 7 m
Largo= 19,15 m
Area= $l \cdot a$ 134,05 m²

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRAS

2,01 Excavación para estructura a máquina

Encauzamiento de entrada

Largo= 0
Ancho= 0
Altura= 0
Volum= $a \cdot l \cdot h$ 0

Encauzamiento de salida

Largo= 0
Ancho= 0
Altura= 0
Volum= 0

Total excavación a máquina=excavación encauzamiento entrada+ excavación salida

Exc. Maq, 0

2,02 Excavación para estructura a mano

Encauzamiento de entrada

Losa

Long. Entrada (B) 5 m
Long. Salida (b) 1 m
Espesor (e) 0,2 m
Long. Horiz. (l) 2 m

Volumen= $(B+b)/2 \cdot e \cdot h$ 1,20 m³

Aletas de encauzamiento

Largo= 3 m
Ancho= 0,2 m
Profundidad= 0,25 m
Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,3

Dentellón

Largo= 3 m
Ancho= 0,25 m
Profundidad= 0,4 m
Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,3 m³

Baden

Losa

Largo= 5,95 m
Ancho= 4,5 m
Espesor= 0,25 m
Volumen= $l \cdot a \cdot e$ 6,69 m³

Dentellón

Largo= 4,5 m
Ancho= 0,25 m
Profundidad= 0,35 m
Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,39 m³

Encauzamiento de salida

Losa

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,3 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m
Volumen= l*a*h	0,5 m3
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,16 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,18 m3
Volunem2	
Largo=	1 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,2 m2
Volumen2= área2*largo	0,2 m3
Excavación para base de materal granular en badem	
Largo=	5,95 m
Ancho=	4,5 m
Espesor=	0,05 m
Volumen= l*a*e	1,34 m3
Exc.a mano=	12,77 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

Solado en baden; f'c= 100 kg/cm2

Largo=	5,95 m
ancho=	4,5 m
Espesor=	0,1 m
Volunmen= l*a*e	2,68 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c= 175 Kg/cm2

Encauzamiento de entrada

losa,(piedra emboquillada)

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1 m

Espesor (e)	0,2 m
Long. Horiz. (l)	2 m
Volumen=((((B+b)/2)*l)*e)	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25
Volumen= l*a*h	0,60
Encausamiento de salida	
Losa (piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,15 m3
Total f c 175 Kg/cm2=	4,05 m3
Concreto Ciclópeo f c= 175 Kg/cm2+25% P.M.	
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,7
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,28 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1,3 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,47 m3
Volumen2	
Largo=	1,3 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,1 m2
Volumen2= área2*largo	0,26 m3
Encauzamiento de entrada y	

y salida

Muros

Altura= 0,7 m

Largo= 3 m

Espesor 0,25 m

Cantidad 4

Volumen 2,1

Total f c 175 Kg/cm²,ci 3,11 m³

Concreto f c= 210 Kg/cm²

Canoa

Losa

Largo = 5 m

Ancho= 1 m

Espesor= 0,15 m

Volumen=(l*a*e) 0,75 m³

Viga

Largo= (l) 5 m

Ancho= (a) 0,15 m

Altura= (h) 0,45 m

Volumen=(l*a*h) 0,68 m

Volumen= m³

Baden

Losa

Largo= (l) 5,95 m

Ancho= (a) 4,5 m

Espesor=(e) 0,25 m

Volumen 6,69 m³

Dentellón

Largo = (l) 5,95 m

Espesor=(e) 0,25 m

Altura= (h) 0,60 m

Volumen 1,79

Total f c=210 Kg/cm² 9,90 m³

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Canoa

Losa

Largo= 5 m

Ancho= 1 m

Area= 5 m²

Viga

Largo= 5 m

Ancho= (2 alturas+base) 1,05 m

Area= 10,5 m²

Tapas en vigas

Altura= 0,45 m

Ancho= 0,15 m

Cantidad= 4 U

Area= 0,27 m²

Frisos en baden

Perímetro= 20,9 m

Altura= 0,25 m

Area= 5,23 m²

Encauzamiento de entrada y salida

Muros
Altura= 0,7 m
Largo= 3 m
Cantidad= 4 U
Area= 8,4 m2
Total Encofrado 29,40 m2
6,00 ACERO DE REFUERZO fy= 4 200 Kg/cm2
fy = 4 200 Kg/cm2 243,11 Kg

METRADO DE CANOA- BADEN; Q<= 1,00 m3/seg**Canoa Baden Tipo I: Km 08+423,00****1,00 OBRAS PRELIMINARES**

1,01 Trazo y replanteo

Ancho= 7 m

Largo= 19,15 m

Area=l*a 134,05 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRAS

2,01 Excavación para estructura a máquina

Encauzamiento de entrada

Largo= 0

Ancho= 0

Altura= 0

Volum=a*l*h 0

Encauzamiento de salida

Largo= 0 0

Ancho= 0 0

Altura= 0 0

Volum= 0 0

Total excavación a máquina=excavación encauzamiento entrada+ excavación salida

Exc. Maq, 0

2,02 Excavación para estructura a mano

Encauzamiento de entrada

Losa

Long. Entrada (B) 5 m

Long. Salida (b) 1 m

Espesor (e) 0,2 m

Long. Horiz. (l) 2 m

Volumen= (B+b)/2*e*h 1,20 m3

Aletas de encauzamiento

Largo= 3 m

Ancho= 0,2 m

Profundidad= 0,25 m

Volumen= l*a*h 0,3

Dentellón

Largo= 3 m

Ancho= 0,25 m

Profundidad= 0,4 m

Volumen= l*a*h 0,3 m3**Baden**

Losa

Largo= 5,95 m

Ancho= 4,5 m

Espesor= 0,25 m

Volumen= l*a*e 6,69 m3

Dentellón

Largo= 4,5 m

Ancho= 0,25 m

Profundidad= 0,35 m

Volumen= l*a*h 0,39 m3

Encauzamiento de salida

Losa

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,3 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m
Volumen= l*a*h	0,5 m3
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,16 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,18 m3
Volunem2	
Largo=	1 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,2 m2
Volumen2= área2*largo	0,2 m3
Excavación para base de material granular en badem	
Largo=	5,95 m
Ancho=	4,5 m
Espesor=	0,05 m
Volumen= l*a*e	1,34 m3
Exc.a mano=	12,77 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

Solado en baden; f'c= 100 kg/cm2

Largo=	5,95 m
ancho=	4,5 m
Espesor=	0,1 m
Volunmen= l*a*e	2,68 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c= 175 Kg/cm2

Encauzamiento de entrada

losa,(piedra emboquillada)

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1 m
	284

Espesor (e)	0,2 m
Long. Horiz. (l)	2 m
Volumen=((((B+b)/2)*l)*e)	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25
Volumen= l*a*h	0,60
Encausamiento de salida	
Losa (piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,15 m3
Total f c 175 Kg/cm2=	4,05 m3
Concreto Ciclópeo f c= 175 Kg/cm2+25% P.M.	
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,7
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,28 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1,3 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,47 m3
Volumen2	
Largo=	1,3 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,1 m2
Volumen2= área2*largo	0,26 m3
Encauzamiento de entrada y	285

y salida

Muros

Altura= 0,7 m

Largo= 3 m

Espesor 0,25 m

Cantidad 4

Volumen 2,1

Total f c 175 Kg/cm²,ci 3,11 m³

Concreto f c= 210 Kg/cm²

Canoa

Losa

Largo = 5 m

Ancho= 1 m

Espesor= 0,15 m

Volumen=(l*a*e) 0,75 m³

Viga

Largo= (l) 5 m

Ancho= (a) 0,15 m

Altura= (h) 0,45 m

Volumen=(l*a*h) 0,68 m

Volumen= m³

Baden

Losa

Largo= (l) 5,95 m

Ancho= (a) 4,5 m

Espesor=(e) 0,25 m

Volumen 6,69 m³

Dentellón

Largo = (l) 5,95 m

Espesor=(e) 0,25 m

Altura= (h) 0,60 m

Volumen 1,79

Total f c=210 Kg/cm² 9,90 m³

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Canoa

Losa

Largo= 5 m

Ancho= 1 m

Area= 5 m²

Viga

Largo= 5 m

Ancho= (2 alturas+base) 1,05 m

Area= 10,5 m²

Tapas en vigas

Altura= 0,45 m

Ancho= 0,15 m

Cantidad= 4 U

Area= 0,27 m²

Frisos en baden

Perímetro= 20,9 m

Altura= 0,25 m

Area= 5,23 m²

Encauzamiento de entrada y

salida

Muros	
Altura=	0,7 m
Largo=	3 m
Cantidad=	4 U
Area=	8,4 m2
Total Encofrado	29,40 m2
6,00 ACERO DE REFUERZO fy= 4 200 Kg/cm2	
fy = 4 200 Kg/cm2	243,11 Kg

METRADO DE CANOA-BADEN ; Q= 1,50 m3/seg

CANOA BADEN TIPO II: Km 11+213,00

1,0BRAS PRELIMINARES

1,01 Trazo y replanteo

Ancho= 12,5

Largo= 19,5

Area=l*a 243,75

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRAS

2,01 Excavación para estructura a máquina

Encauzamiento de entrada

Largo= 0 m

Ancho= 0 m

Altura= 0 m

Volum=a*l*h 0 m3

Encauzamiento de salida

Largo= 0

Ancho= 0

Altura= 0

Volum=a*l*h 0

Total excavación a máquina= excavación encauzaminto entrada+excavación encauzamienmo salida

Exc. Maq. 0 m3

2,02 Excavación para estructura a mano

Encauzamiento de entrada

Losa

Long. Entrada (B) 9,5 m

Long. Salida (b) 3,5 m

Espesor (e) 0,25 m

Long. Horiz. (l) 3 m

Volumen= (B+b)/2*e*h 4,88 m3

Cimientos

Largo= 4 m

Ancho= 0,25 m

Profundidad= 0,25 m

Volumen= l*a*h 0,5

Dentellón

Largo= 9,5 m

Ancho= 0,25 m

Profundidad= 0,4 m

Volumen= l*a*h 0,95 m3

Baden

Losa

Largo= 5,95 m

Ancho= 9,5 m

Espesor= 0,25 m

Volumen= l*a*e 14,13 m3

Dentellón

Largo= 5,95 m

Ancho= 0,25 m

Profundidad= 0,75 m

Volumen= l*a*h 0,19 m3

Encauzamiento de salida

Losa

Long. Entrada (B) 9,5 m

Long. Salida (b) 3,5

Espesor (e)	0,25
Long. Horiz. (l)	3
Volumen= (B+b)/2*e*h	4,88 m3
Cimientos	
Largo=	4 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,5
Dentellón	
Largo=	9,5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m
Volumen= l*a*h	0,95 m3
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,16 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	3,5 m
área1	
base=	0,55 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,22 m2
Volumen1= área1*largo	0,77 m3
Volunem2	
Largo=	3,5 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,2 m2
Volumen2= área2*largo	0,7 m3
Excavación para base de materal granular en badem	
Largo=	9,5 m
Ancho=	5,95 m
Espesor=	0,05 m
Volumen= l*a*e	2,83 m3
Exc.a mano=	31,43 m3
3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	
Solado en baden; f'c= 100 kg/cm2	
Largo=	9,3 m
ancho=	5,95 m
Espesor=	0,1 m
Volunmen= l*a*e	5,53 m3
4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO	
Concreto f'c= 175 Kg/cm2	
Encauzamiento de entrada	
lasa,(piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	9,5 m
Long. Salida (b)	3,5 m
Espesor (e)	0,25 m
Long. Horiz. (l)	3 m

Volumen= (B+b)/2*e*h	4,88 m3
Dentellón	
Largo=	9,5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,59 m3
Cimientos	
Largo=	4 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,25
Volumen= l*a*h	0,25
Encauzamiento de salida	
Losa (piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	9,5 m
Long. Salida (b)	3,5
Espesor (e)	0,25
Long. Horiz. (l)	3
Volumen= (B+b)/2*e*h	4,88 m3
Dentellón	
Largo=	9,5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m
Volumen= l*a*h	0,95 m3
Cimientos	
Largo=	4 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,25 m3
Total f c 175 Kg/cm2=	6,08 m3
Concreto Ciclópeo f c= 175 Kg/cm2+25% P.M.	
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,16 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	3,5 m
área1	
base=	0,55 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,22 m2
Volumen1= área1*largo	0,77 m3
Volunem2	
Largo=	3,5 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,1 m2
Volumen2= área2*largo	0,35 m3
Encauzamiento de entrada y salida	
Muros	

Altura=	1 m
Largo=	4 m
Espesor	0,25 m
Cantidad	4
Volumen	4
Total f c 175 Kg/cm2,ciclóp.	5,28 m3
Concreto f c= 210 Kg/cm2	
Canoa	
Losa	
Largo =	6,1 m
Ancho=	3,5 m
Espesor=	0,2 m
Volumen=	4,27 m3
Baden	
Largo=	9,2 m
Ancho=	5,95 m
Espesor=	0,25 m
Volumen	13,69 m3
Total f c=210 Kg/cm2	17,96 m3
5,00 Encofrado y Desencogrado	
Canoa	
Losa	
Largo=	6,1 m
Ancho=	3,5 m
Area=	21,35 m2
Viga	
Largo=	6,1 m
Ancho= (2 alturas+base)	1,45 m
Area=	17,69 m2
Tapas en vigas	
Altura=	0,8 m
Ancho=	0,2 m
Cantidad=	4 U
Area=	0,64 m2
Frisos en baden	
Perímetro=	22,4 m
Altura=	0,25 m
Area=	5,6
Encauzamiento de entrada y salida	
Muros	
Altura=	1 m
Largo=	4 m
Cantidad=	8 U
Area=	32 m2
Total Encofrado	77,28 m2
6,00 ACERO DE REFUERZO fy= 4 200 Kg/cm2	
Total fy= 4 200 Kg/cm2	1 186,1 Kg

METRADO DE CANOA- BADEN; $Q \leq 1,00 \text{ m}^3/\text{seg}$ **Canoa Baden Tipo I: Km 11+575,00****1,00 OBRAS PRELIMINARES****1,01 Trazo y replanteo**

Ancho= 7 m
Largo= 19,15 m
Area= $l \cdot a$ 134,05 m²

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRAS**2,01 Excavación para estructura a máquina**

Encauzamiento de entrada

Largo= 0
Ancho= 0
Altura= 0
Volum= $a \cdot l \cdot h$ 0

Encauzamiento de salida

Largo= 0 0
Ancho= 0 0
Altura= 0 0
Volum= 0 0

Total excavación a máquina=excavación encauzamiento entrada+ excavación salida

Exc. Maq, 0**2,02 Excavación para estructura a mano**

Encauzamiento de entrada

Losa

Long. Entrada (B) 5 m
Long. Salida (b) 1 m
Espesor (e) 0,2 m
Long. Horiz. (l) 2 m

Volumen= $(B+b)/2 \cdot e \cdot h$ 1,20 m³

Aletas de encauzamiento

Largo= 3 m
Ancho= 0,2 m
Profundidad= 0,25 m

Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,3

Dentellón

Largo= 3 m
Ancho= 0,25 m
Profundidad= 0,4 m

Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,3 m³**Baden**

Losa

Largo= 5,95 m
Ancho= 4,5 m
Espesor= 0,25 m

Volumen= $l \cdot a \cdot e$ 6,69 m³

Dentellón

Largo= 4,5 m
Ancho= 0,25 m
Profundidad= 0,35 m

Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,39 m³

Encauzamiento de salida

Losa

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,3 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m
Volumen= l*a*h	0,5 m3
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,16 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,18 m3
Volumen2	
Largo=	1 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,2 m2
Volumen2= área2*largo	0,2 m3
Excavación para base de material granular en badem	
Largo=	5,95 m
Ancho=	4,5 m
Espesor=	0,05 m
Volumen= l*a*e	1,34 m3
Exc.a mano=	12,77 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

Solado en baden; f'c= 100 kg/cm2

Largo=	5,95 m
ancho=	4,5 m
Espesor=	0,1 m
Volunmen= l*a*e	2,68 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c= 175 Kg/cm2

Encauzamiento de entrada

losa,(piedra emboquillada)

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1 m

Espesor (e)	0,2 m
Long. Horiz. (l)	2 m
Volumen=((((B+b)/2)*l)*e)	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25
Volumen= l*a*h	0,15 m3
Encausamiento de salida	
Losa (piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,15 m3
Total f c 175 Kg/cm2=	3,60 m3
Concreto Ciclópeo f c= 175 Kg/cm2+25% P.M.	
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,7
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,28 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1,3 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,47 m3
Volumen2	
Largo=	1,3 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,1 m2
Volumen2= área2*largo	0,26 m3
Encauzamiento de entrada y	

y salida

Muros

Altura= 0,7 m

Largo= 3 m

Espesor 0,25 m

Cantidad 4

Volumen 2,1

Total f'c 175 Kg/cm², ci 3,11 m³

Concreto f'c= 210 Kg/cm²

Canoa

Losa

Largo = 5 m

Ancho= 1 m

Espesor= 0,15 m

Volumen=(l*a*e) 0,75 m³

Viga

Largo= (l) 5 m

Ancho= (a) 0,15 m

Altura= (h) 0,45 m

Volumen=(l*a*h) 0,68 m

Volumen= m³

Baden

Losa

Largo= (l) 5,95 m

Ancho= (a) 4,5 m

Espesor=(e) 0,25 m

Volumen 6,69 m³

Dentellón

Largo = (l) 5,95 m

Espesor=(e) 0,25 m

Altura= (h) 0,60 m

Volumen 1,79

Total f'c=210 Kg/cm² 9,90 m³

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Canoa

Losa

Largo= 5 m

Ancho= 1 m

Area= 5 m²

Viga

Largo= 5 m

Ancho= (2 alturas+base) 1,05 m

Area= 10,5 m²

Tapas en vigas

Altura= 0,45 m

Ancho= 0,15 m

Cantidad= 4 U

Area= 0,27 m²

Frisos en baden

Perímetro= 20,9 m

Altura= 0,25 m

Area= 5,23 m²

Encauzamiento de entrada y

salida

Muros
Altura= 0,7 m
Largo= 3 m
Cantidad= 4 U
Area= 8,4 m2
Total Encofrado 29,40 m2
6,00 ACERO DE REFUERZO $f_y = 4\ 200\text{Kg/cm}^2$
 $f_y = 4\ 200\ \text{Kg/cm}^2$ 243,11 Kg

METRADO DE CANOA- BADEN; $Q \leq 1,00 \text{ m}^3/\text{seg}$

Canoa Baden Tipo I: Km 11+760,00

1,00 OBRAS PRELIMINARES

1,01 Trazo y replanteo

Ancho= 7 m
Largo= 19,15 m
Area= $l \cdot a$ 134,05 m²

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRAS

2,01 Excavación para estructura a máquina

Encauzamiento de entrada

Largo= 0
Ancho= 0
Altura= 0
Volum= $a \cdot l \cdot h$ 0

Encauzamiento de salida

Largo= 0 0
Ancho= 0 0
Altura= 0 0
Volum= 0 0

Total excavación a máquina=excavación encauzamiento entrada+ excavación salida

Exc. Maq, 0

2,02 Excavación para estructura a mano

Encauzamiento de entrada

Losa

Long. Entrada (B) 5 m
Long. Salida (b) 1 m
Espesor (e) 0,2 m
Long. Horiz. (l) 2 m
Volumen= $(B+b)/2 \cdot e \cdot h$ 1,20 m³

Aletas de encauzamiento

Largo= 3 m
Ancho= 0,2 m
Profundidad= 0,25 m
Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,3

Dentellón

Largo= 3 m
Ancho= 0,25 m
Profundidad= 0,4 m
Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,3 m³

Baden

Losa

Largo= 5,95 m
Ancho= 4,5 m
Espesor= 0,25 m
Volumen= $l \cdot a \cdot e$ 6,69 m³

Dentellón

Largo= 4,5 m
Ancho= 0,25 m
Profundidad= 0,35 m
Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,39 m³

Encauzamiento de salida

Losa

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= $(B+b)/2 \cdot e \cdot h$	1,20 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= $l \cdot a \cdot h$	0,3 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m
Volumen= $l \cdot a \cdot h$	0,5 m3
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m
Volumen= $l \cdot a \cdot h$	0,16 m3
Estribo	
Volumen1= área1 * largo	
largo=	1 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1= $(b \cdot h)/2$	0,18 m2
Volumen1= área1 * largo	0,18 m3
Volumen2	
Largo=	1 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2= $(b \cdot h)$	0,2 m2
Volumen2= área2 * largo	0,2 m3
Excavación para base de material granular en badén	
Largo=	5,95 m
Ancho=	4,5 m
Espesor=	0,05 m
Volumen= $l \cdot a \cdot e$	1,34 m3
Exc.a mano=	12,77 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

Solado en badén; $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

Largo=	5,95 m
ancho=	4,5 m
Espesor=	0,1 m
Volumen= $l \cdot a \cdot e$	2,68 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$

Encauzamiento de entrada

losa, (piedra emboquillada)

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1 m
	2,95

Espesor (e)	0,2 m
Long. Horiz. (l)	2 m
Volumen=((((B+b)/2)*l)*	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25
Volumen= l*a*h	0,60
Encausamiento de salida	
Losa (piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,15 m3
Total f'c 175 Kg/cm2=	4,05 m3
Concreto Ciclópeo f'c= 175 Kg/cm2+25% P.M.	
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,7
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,28 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1,3 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,47 m3
Volumen2	
Largo=	1,3 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,1 m2
Volumen2= área2*largo	0,26 m3
Encauzamiento de entrada y	

y salida

Muros

Altura= 0,7 m

Largo= 3 m

Espesor 0,25 m

Cantidad 4

Volumen 2,1

Total f'c 175 Kg/cm², ci 3,11 m³

Concreto f'c= 210 Kg/cm²

Canoa

Losa

Largo = 5 m

Ancho= 1 m

Espesor= 0,15 m

Volumen=(l*a*e) 0,75 m³

Viga

Largo= (l) 5 m

Ancho= (a) 0,15 m

Altura= (h) 0,45 m

Volumen=(l*a*h) 0,68 m

Volumen= m³

Baden

Losa

Largo= (l) 5,95 m

Ancho= (a) 4,5 m

Espesor=(e) 0,25 m

Volumen 6,69 m³

Dentellón

Largo = (l) 5,95 m

Espesor=(e) 0,25 m

Altura= (h) 0,60 m

Volumen 1,79

Total f'c=210 Kg/cm² 9,90 m³

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Canoa

Losa

Largo= 5 m

Ancho= 1 m

Area= 5 m²

Viga

Largo= 5 m

Ancho= (2 alturas+base) 1,05 m

Area= 10,5 m²

Tapas en vigas

Altura= 0,45 m

Ancho= 0,15 m

Cantidad= 4 U

Area= 0,27 m²

Frisos en baden

Perímetro= 20,9 m

Altura= 0,25 m

Area= 5,23 m²

Encauzamiento de entrada y

salida

Muros
Altura= 0,7 m
Largo= 3 m
Cantidad= 4 U
Area= 8,4 m2
Total Encofrado 29,40 m2
6,00 ACERO DE REFUERZO fy= 4 200Kg/cm2
fy = 4 200 Kg/cm2 243,11 Kg

METRADO DE CANOA- BADEN; $Q \leq 1,00 \text{ m}^3/\text{seg}$ **Canoa Baden Tipo I: Km 12+605,00****1,00 OBRAS PRELIMINARES**

1,01 Trazo y replanteo

Ancho= 7 m

Largo= 19,15 m

Area= $l \cdot a$ 134,05 m²**2,00 MOVIMIENTO DE TIERRAS**

2,01 Excavación para estructura a máquina

Encauzamiento de entrada

Largo= 0

Ancho= 0

Altura= 0

Volum= $a \cdot l \cdot h$ 0

Encauzamiento de salida

Largo= 0 0

Ancho= 0 0

Altura= 0 0

Volum= 0 0

Total excavación a máquina=excavación encauzamiento entrada+ excavación salida

Exc. Maq, 0

2,02 Excavación para estructura a mano

Encauzamiento de entrada

Losa

Long. Entrada (B) 5 m

Long. Salida (b) 1 m

Espesor (e) 0,2 m

Long. Horiz. (l) 2 m

Volumen= $(B+b)/2 \cdot e \cdot h$ 1,20 m³

Aletas de encauzamiento

Largo= 3 m

Ancho= 0,2 m

Profundidad= 0,25 m

Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,3

Dentellón

Largo= 3 m

Ancho= 0,25 m

Profundidad= 0,4 m

Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,3 m³**Baden**

Losa

Largo= 5,95 m

Ancho= 4,5 m

Espesor= 0,25 m

Volumen= $l \cdot a \cdot e$ 6,69 m³

Dentellón

Largo= 4,5 m

Ancho= 0,25 m

Profundidad= 0,35 m

Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,39 m³

Encauzamiento de salida

Losa

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2

Volumen= (B+b)/2*e*h **1,20 m3**

Aletas de encauzamiento

Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m

Volumen= l*a*h **0,3 m3**

Dentellón

Largo=	5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m

Volumen= l*a*h **0,5 m3**

Canoa

Zapata

Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m

Volumen= l*a*h **0,16 3m3**

Estribo

Volumen1= área1*largo

largo=	1 m
--------	-----

área1

base=	0,45 m
-------	--------

altura=	0,8 m
---------	-------

área1=(b*h)/2	0,18 m2
---------------	---------

Volumen1= área1*largo **0,18 m3**

Volumen2

Largo=	1 m
--------	-----

área2

base=	0,25 m
-------	--------

altura=	0,8 m
---------	-------

área2=(b*h)	0,2 m2
-------------	--------

Volumen2= área2*largo **0,2 m3**

Excavación para base de material granular en badem

Largo=	5,95 m
--------	--------

Ancho=	4,5 m
--------	-------

Espesor=	0,05 m
----------	--------

Volumen= l*a*e **1,34 m3**

Exc.a mano= **12,77 m3**

3,00 OBRAS DE COCRETO SIMPLE

Solado en baden; f'c= 100 kg/cm2

Largo=	5,95 m
--------	--------

ancho=	4,5 m
--------	-------

Espesor=	0,1 m
----------	-------

Volumen= l*a*e **2,68 m3**

4,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

Concreto f'c= 175 Kg/cm2

Encauzamiento de entrada

losa,(piedra emboquillada)

Long. Entrada (B)	5 m
-------------------	-----

Long. Salida (b)	1 m
------------------	-----

Espesor (e)	0,2 m
Long. Horiz. (l)	2 m
Volumen=(((B+b)/2)*l)*e	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25
Volumen= l*a*h	0,60
Encausamiento de salida	
Losa (piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,15 m3
Total f c 175 Kg/cm2=	4,05 m3
Concreto Ciclópeo f c= 175 Kg/cm2+25% P.M.	
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,7
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,28 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1,3 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,47 m3
Volunem2	
Largo=	1,3 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,1 m2
Volumen2= área2*largo	0,26 m3
Encauzamiento de entrada y	

y salida

Muros

Altura= 0,7 m

Largo= 3 m

Espesor 0,25 m

Cantidad 4

Volumen 2,1

Total f'c 175 Kg/cm², ci 3,11 m³

Concreto f'c= 210 Kg/cm²

Canoa

Losa

Largo = 5 m

Ancho= 1 m

Espesor= 0,15 m

Volumen=(l*a*e) 0,75 m³

Viga

Largo= (l) 5 m

Ancho= (a) 0,15 m

Altura= (h) 0,45 m

Volumen=(l*a*h) 0,68 m

Volumen= m³

Baden

Losa

Largo= (l) 5,95 m

Ancho= (a) 4,5 m

Espesor=(e) 0,25 m

Volumen 6,69 m³

Dentellón

Largo = (l) 5,95 m

Espesor=(e) 0,25 m

Altura= (h) 0,60 m

Volumen 1,79

Total f'c=210 Kg/cm² 9,90 m³

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Canoa

Losa

Largo= 5 m

Ancho= 1 m

Area= 5 m²

Viga

Largo= 5 m

Ancho= (2 alturas+base) 1,05 m

Area= 10,5 m²

Tapas en vigas

Altura= 0,45 m

Ancho= 0,15 m

Cantidad= 4 U

Area= 0,27 m²

Frisos en baden

Perímetro= 20,9 m

Altura= 0,25 m

Area= 5,23 m²

Encauzamiento de entrada y salida

Muros
Altura= 0,7 m
Largo= 3 m
Cantidad= 4 U
Area= 8,4 m2
Total Encofrado 29,40 m2
6,00 ACERO DE REFUERZO fy= 4 200Kg/cm2
fy = 4 200 Kg/cm2 243,11 Kg

METRADO DE CANOA- BADEN; Q<= 1,00 m3/seg**Canoa Baden Tipo I: Km 13+420,00****1,00 OBRAS PRELIMINARES**

1,01 Trazo y replanteo

Ancho= 7 m

Largo= 19,15 m

Area=l*a 134,05 m2**2,00 MOVIMIENTO DE TIERRAS**

2,01 Excavación para estructura a máquina

Encauzamiento de entrada

Largo= 0

Ancho= 0

Altura= 0

Volum=a*l*h 0

Encauzamiento de salida

Largo= 0 0

Ancho= 0 0

Altura= 0 0

Volum= 0 0

Total excavación a máquina=excavación encauzamiento entrada+ excavación salida

Exc. Maq, 0

2,02 Excavación para estructura a mano

Encauzamiento de entrada

Losa

Long. Entrada (B) 5 m

Long. Salida (b) 1 m

Espesor (e) 0,2 m

Long. Horiz. (l) 2 m

Volumen= (B+b)/2*e*h 1,20 m3

Aletas de encauzamiento

Largo= 3 m

Ancho= 0,2 m

Profundidad= 0,25 m

Volumen= l*a*h 0,3

Dentellón

Largo= 3 m

Ancho= 0,25 m

Profundidad= 0,4 m

Volumen= l*a*h 0,3 m3**Baden**

Losa

Largo= 5,95 m

Ancho= 4,5 m

Espesor= 0,25 m

Volumen= l*a*e 6,69 m3

Dentellón

Largo= 4,5 m

Ancho= 0,25 m

Profundidad= 0,35 m

Volumen= l*a*h 0,39 m3

Encauzamiento de salida

Losa

Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espesor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2

Volumen= $(B+b)/2 \cdot e \cdot h$ 1,20 m³

Aletas de encauzamiento

Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m

Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,3 m³

Dentellón

Largo=	5 m
Ancho=	0,25 m
Profundidad=	0,4 m

Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,5 m³

Canoa

Zapata

Largo=	1
Ancho=	0,8
Profundidad=	0,2 m

Volumen= $l \cdot a \cdot h$ 0,16 3m³

Estribo

Volumen1= área1*largo

largo=	1 m
área1	

base=	0,45 m
-------	--------

altura=	0,8 m
---------	-------

área1= $(b \cdot h)/2$	0,18 m ²
------------------------	---------------------

Volumen1= área1*largo 0,18 m³

Volunem2

Largo=	1 m
--------	-----

área2

base=	0,25 m
-------	--------

altura=	0,8 m
---------	-------

área2= $(b \cdot h)$	0,2 m ²
----------------------	--------------------

Volumen2= área2*largo 0,2 m³

Excavación para base de marerial granular en badem

Largo=	5,95 m
--------	--------

Ancho=	4,5 m
--------	-------

Espesor=	0,05 m
----------	--------

Volumen= $l \cdot a \cdot e$ 1,34 m³

Exc.a mano= 12,77 m³

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

Solado en baden; f'c= 100 kg/cm²

Largo=	5,95 m
--------	--------

ancho=	4,5 m
--------	-------

Espesor=	0,1 m
----------	-------

Volunmen= $l \cdot a \cdot e$ 2,68 m³

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c= 175 Kg/cm²

Encauzamiento de entrada

losa,(piedra emboquillada)

Long. Entrada (B)	5 m
-------------------	-----

Long. Salida (b)	1 m
------------------	-----

Espeor (e)	0,2 m
Long. Horiz. (l)	2 m
Volumen=((((B+b)/2)*l)*	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25
Volumen= l*a*h	0,60
Encausamiento de salida	
Losa (piedra emboquillada)	
Long. Entrada (B)	5 m
Long. Salida (b)	1
Espeor (e)	0,2
Long. Horiz. (l)	2
Volumen= (B+b)/2*e*h	1,20 m3
Dentellón	
Largo=	5 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,45 m
Volumen= l*a*h	0,45 m3
Aletas de encauzamiento	
Largo=	3 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,25 m
Volumen= l*a*h	0,15 m3
Total f c 175 Kg/cm2=	4,05 m3
Concreto Ciclópeo f c= 175 Kg/cm2+25% P.M.	
Canoa	
Zapata	
Largo=	1
Ancho=	0,7
Profundidad=	0,2 m
Volumen= l*a*h	0,28 3m3
Estribo	
Volumen1= área1*largo	
largo=	1,3 m
área1	
base=	0,45 m
altura=	0,8 m
área1=(b*h)/2	0,18 m2
Volumen1= área1*largo	0,47 m3
Volunem2	
Largo=	1,3 m
área2	
base=	0,25 m
altura=	0,8 m
área2=(b*h)	0,1 m2
Volumen2= área2*largo	0,26 m3
Encauzamiento de entrada y	

y salida

Muros

Altura= 0,7 m

Largo= 3 m

Espesor 0,25 m

Cantidad 4

Volumen 2,1

Total f'c 175 Kg/cm², ci 3,11 m³

Concreto f'c= 210 Kg/cm²

Canoa

Losa

Largo = 5 m

Ancho= 1 m

Espesor= 0,15 m

Volumen=(l*a*e) 0,75 m³

Viga

Largo= (l) 5 m

Ancho= (a) 0,15 m

Altura= (h) 0,45 m

Volumen=(l*a*h) 0,68 m

Volumen= m³

Baden

Losa

Largo= (l) 5,95 m

Ancho= (a) 4,5 m

Espesor=(e) 0,25 m

Volumen 6,69 m³

Dentellón

Largo = (l) 5,95 m

Espesor=(e) 0,25 m

Altura= (h) 0,60 m

Volumen 1,79

Total f'c=210 Kg/cm² 9,90 m³

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Canoa

Losa

Largo= 5 m

Ancho= 1 m

Area= 5 m²

Viga

Largo= 5 m

Ancho= (2 alturas+base) 1,05 m

Area= 10,5 m²

Tapas en vigas

Altura= 0,45 m

Ancho= 0,15 m

Cantidad= 4 U

Area= 0,27 m²

Frisos en baden

Perímetro= 20,9 m

Altura= 0,25 m

Area= 5,23 m²

Encauzamiento de entrada y salida

Muros	
Altura=	0,7 m
Largo=	3 m
Cantidad=	4 U
Area=	8,4 m ²
Total Encofrado	29,40 m ²
6,00 ACERO DE REFUERZO fy= Kg/cm ²	
fy = 4 200 Kg/cm ²	243,11 Kg

TESIS: DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE CRUCE
CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA - IRRIGACION BIAVO

CUADRO RESUMEN DE METRADOS DE ENTREGAS LATERALES
CANAL PRINCIPAL

COD	PARTIDAS	UND	UBICACIÓN (Km)								SUB TOTAL
	DESCRIPCION		00+764	00+983	01+429	02+473	02+603	02+651	02+858	03+077	
	OBRAS PRELIMINARES										
	Trazo y replanteo	m2	19.20	19.20	19.20	19.20	19.20	19.20	19.20	19.20	153.60
	MOVIMIENTO DE TIERRAS										
	Excavac. para estructuras a mano	m3	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	6.00
	Excavac. para estructuras a máquina	m3	0.00	2.88	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.84
	Relleno compactado	m3									0.00
	Base de material granular	m3									
	CONCRETO										
	Concreto simple f'c = 100 Kg/cm2	m3	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.64
	Concreto simple f'c = 175 Kg/cm2	m3	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	3.76
	Concreto simple f'c = 210 Kg/cm2	m3	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	4.16
	ACERO										
	Acero de refuerzo	Kg	23.26	23.26	23.26	23.26	23.26	23.26	23.26	23.26	186.08
	ENCOFRADO										
	Encofrado y desencofrado	m2	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	18.00

\mathcal{L}_1
 \mathcal{L}_2
 \mathcal{L}_3

\mathcal{L}_1
 \mathcal{L}_2
 \mathcal{L}_3

\mathcal{L}_1
 \mathcal{L}_2
 \mathcal{L}_3

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG**ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 00+764****1,00 OBRAS PRELIMINARES****1,01 Trazo y Replanteo**

Ancho=	4,8 m
Largo=	4 m
Area =	19,2 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA**2,01 Excavación para estructura a máquina****Encauzamiento de entrada**

Longitud=	10 m
Ancho =	2,8 m
Altura =	0,15 m
Volumen=	4,2 m3
Exc.Ma.	4,2 m3

2,02 Excavación para estructura a mano**Encauzamiento de entrada****Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3

Cuerpo de entrega**Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho = (a)	2,8 m
Largo = (l)	0,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,34 m3

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,14 m3

Total Excavación a mano**0,75 m3****3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE****Solado**

Largo = (l)	1 m
Ancho= (a)	0,8 m
Espesor=(e)	0,1 m
Volumen=(l*a*e)	0,1 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c= 175 Kg/cm2

Encauzamiento de entrada**Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m

Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
Aletas de encauzamiento	
Espesor=(e)	0,15 m
Altura =(h)	0,3 m
Long. =(l)	1,4 m
Volumen=(e)*(h)*(l)	0,063
Total f c=175 Kg/cm2	0,47 m3
Concreto f c=210 Kg/cm2	
Cuerpo de entrega	
Losa	
Espesor (e)	0,15 m
Ancho = (a)	2,8 m
Largo = (l)	0,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,34 m3
Dentellón	
Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
Parapeto	
Espesor=(e)	0,15 m
Altura =(h)	0,3 m
Long. =(l)	1 m
Volumen=(e)*(h)*(l)	0,05 m3
Total f c=210 Kg/cm2	0,52 m3
5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	
Encauzamiento de entrada	
Aletas de encauzamiento	
Longitud (l)	1,4 m
Altura =(h)	0,3 m
Area =(l*h)*4	1,68 m2
Tapas	
Altura=(h)	0,45 m.
Ancho=(a)	0,15 m
Area=(h*a)*2	0,14 m2
Cuerpo de entrega	
Parapeto	
Altura=(h)	0,3 m
Longitud= (l)	1 m
Area=(h*l)	0,3 m2
Tapas	
Altura=(h)	0,45 m
Ancho=(a)	0,15 m
Area=(h*a)*2	0,14 m2
Total encof. Y desencf.	2,25 m2
6,00 Acero de refuerzo f c=4 200Kg/cm2	
Total f c= 4 200Kg/cm2	23,26 Kg

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG**ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 00+983,00****1,00 OBRAS PRELIMINARES****1,01 Trazo y Replanteo**

Ancho=	4,8 m
Largo=	4 m
Area =	19,2 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA**2,01 Excavación para estructura a máquina****Encauzamiento de entrada**

Longitud= (l)	17 m
Ancho = (a)	2,8 m
Altura = (h)	4 m
Volumen= (l*a*h)	190,4 m3
Exc.Maq.	190,4 m3

2,02 Excavación para estructura a mano**Encauzamiento de entrada****Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3

Cuerpo de entrega**Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho = (a)	2,8 m
Largo = (l)	0,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,34 m3

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,14 m3

Total Excavación a mano**0,75 m3****3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE****Solado**

Largo = (l)	1 m
Ancho= (a)	0,8 m
Espesor=(e)	0,1 m
Volumen=(l*a*e)	0,1 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c= 175 Kg/cm2

Encauzamiento de entrada**Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m

Ancho=	0,66 m
Altura=	0,5 m
Volumen=a*I*h	0,56 m3
Losa	
Long. Entrada =a	2,9 m
Long. Salida =b	0,85 m
Long. Horizontal=c	0,85 m
Espesor =e	0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e)	0,24 m3
Dentellón	
Largo=	2,7 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,35 m
Volumen=(l*a*h)	0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida	3,67 m3
Excavación para material granular	
Largo=	21,06 m
Ancho=	0,91 m
Espesor=	0,15 m
Volumen=(l*a*h)	2,87 m3
Total Exc.Mano	6,55 m3
Relleno compactado para estructura=	
Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.	
Vol.exc.cuerpo alc.	198,76 m3
Vol. Ocupado alc.=(((3,1416*D2)/4)*LT)	9,48 m3
Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.=	189,28 m3
Relleno compactado para estructura=	189,28 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c=175 Kg/cm2

Cabezal de entrada y salida

Estribo

Cuerpo

Volumen1=área1*largo

Largo= 1,7 m

área1=

base= 0,26 m

altura= 1,31 m

Área1=(b*h)/2 0,17 m2

Volumen1=área1*largo **0,29 m3**

Volumen2= área2*largo

Largo= 1,7 m

área2=

ancho= 0,25 m

altura= 1,31 m

área2=(a*h) 0,33 m2

Volumen2= área2*largo **0,56 m3**

Zapata

Largo= 1,7 m

Ancho= 0,66 m

Altura= 0,5 m

Volumen=a*I*h **0,56 m3**

Losa

Long. Entrada =a 2,9 m

Long. Salida =b 0,85 m

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG**ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 01+429,00****1,00 OBRAS PRELIMINARES**

1,01	Trazo y Replanteo	
	Ancho=	4,8 m
	Largo=	4 m
	Area =	19,2 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA

2,01	Excavación para estructura a máquina	
	Encauzamiento de entrada	
	Longitud= (l)	11 m
	Ancho = (a)	2,8 m
	Altura = (h)	3 m
	Volumen=	92,4 m3
	Encauzamiento de salida	
	Longitud= (l)	0
	Ancho = (a)	0
	Altura = (h)	0
	Volumen=(l*a*h)	0 m3
	Exc.Maq.	92,4 m3

2,02	Excavación para estructura a mano	
	Encauzamiento de entrada	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho mayor= (B)	2,8 m
	Ancho menor= (b)	0,8 m
	Longitud horizontal=(l)	1 m
	Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3
	Cuerpo de entrega	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho = (a)	2,8 m
	Largo = (l)	0,8 m
	Volumen = (e*a*l)	0,34 m3
	Dentellón	
	Espesor (e)	0,25 m
	Ancho = (a)	0,2 m
	Largo = (l)	2,8 m
	Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
	Total Excavación a mano	0,75 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

	Solado	
	Largo = (l)	1 m
	Ancho= (a)	0,8 m
	Espesor=(e)	0,1 m
	Volumen=(l*a*e)	0,1 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

	Concreto f'c= 175 Kg/cm2	
	Encauzamiento de entrada	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho mayor= (B)	2,8 m
	Ancho menor= (b)	0,8 m
	Longitud horizontal=(l)	1 m

Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3
Dentellón	
Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
Aletas de encauzamiento	
Espesor=(e)	0,15 m
Altura =(h)	0,3 m
Long. =(l)	1,4 m
Volumen=(e)*(h)*(l)	0,063
Total f c=175 Kg/cm2	0,47 m3
Concreto f c=210 Kg/cm2	
Cuerpo de entrega	
Losa	
Espesor (e)	0,15 m
Ancho = (a)	2,8 m
Largo = (l)	0,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,34 m3
Dentellón	
Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
Parapeto	
Espesor=(e)	0,15 m
Altura =(h)	0,3 m
Long. =(l)	1 m
Volumen=(e)*(h)*(l)	0,05 m3
Total f c=210 Kg/cm2	0,52 m3
5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	
Encauzamiento de entrada	
Aletas de encauzamiento	
Longitud (l)	1,4 m
Altura =(h)	0,3 m
Area =(l*h)*4	1,68 m2
Tapas	
Altura=(h)	0,45 m
Ancho=(a)	0,15 m
Area=(h*a)*2	0,14 m2
Cuerpo de entrega	
Parapeto	
Altura=(h)	0,3 m
Longitud= (l)	1 m
Area=(h*l)	0,3 m2
Tapas	
Altura=(h)	0,45 m
Ancho=(a)	0,15 m
Area=(h*a)*2	0,14 m2
Total encof. Y desencf.	2,25 m2
6,00 Acero de refuerzo f c=4 200Kg/cm2	
Total f c= 4 200Kg/cm2	23,26 Kg

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG
ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 02+473,50

1,00 OBRAS PRELIMINARES

1,01	Trazo y Replanteo	
	Ancho=	4,8 m
	Largo=	4 m
	Area =	19,2 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA

2,01	Excavación para estructura a máquina	
	Encauzamiento de entrada	
	Longitud=	19 m
	Ancho =	2,8 m
	Altura =	0,6 m
	Volumen=	31,92 m3
	Encauzamiento de salida	
	Exc.Ma.	31,92 m3

2,02 Excavación para estructura a mano

	Encauzamiento de entrada	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho mayor= (B)	2,8 m
	Ancho menor= (b)	0,8 m
	Longitud horizontal=(l)	1 m
	Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3
	Cuerpo de entrega	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho = (a)	2,8 m
	Largo = (l)	0,8 m
	Volumen = (e*a*l)	0,34 m3
	Dentellón	
	Espesor (e)	0,25 m
	Ancho = (a)	0,2 m
	Largo = (l)	2,8 m
	Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
	Total Excavación a mano	0,75 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

	Solado	
	Largo = (l)	1 m
	Ancho= (a)	0,8 m
	Espesor=(e)	0,1 m
	Volumen=(l*a*e)	0,1 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

	Concreto f'c= 175 Kg/cm2	
	Encauzamiento de entrada	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho mayor= (B)	2,8 m
	Ancho menor= (b)	0,8 m
	Longitud horizontal=(l)	1 m
	Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3
	Dentellón	
	Espesor (e)	0,25 m
	Ancho = (a)	0,2 m

Volumen = (e*a*I) **0,14 m3**
 Aletas de encauzamiento
 Espesor=(e) 0,15 m
 Altura =(h) 0,3 m
 Long. =(l) 1,4 m
Volumen=(e)*(h)*(l) **0,063**
Total f c=175 Kg/cm2 **0,47 m3**

Concreto f c=210 Kg/cm2

Cuerpo de entrega

Losa

Espesor (e) 0,15 m
 Ancho = (a) 2,8 m
 Largo = (l) 0,8 m
Volumen = (e*a*I) **0,34 m3**

Dentellón

Espesor (e) 0,25 m
 Ancho = (a) 0,2 m
 Largo = (l) 2,8 m
Volumen = (e*a*I) **0,14 m3**

Parapeto

Espesor=(e) 0,15 m
 Altura =(h) 0,3 m
 Long. =(l) 1 m
Volumen=(e)*(h)*(l) **0,05 m3**
Total f c=210 Kg/cm2 **0,52 m3**

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Encauzamiento de entrada

Aletas de encauzamiento

Longitud (l) 1,4 m
 Altura =(h) 0,3 m
Area =(l*h)*4 **1,68 m2**

Tapas

Altura=(h) 0,45 m
 Ancho=(a) 0,15 m
Area=(h*a)*2 **0,14 m2**

Cuerpo de entrega

Parapeto

Altura=(h) 0,3 m
 Longitud= (l) 1 m
Area=(h*I) **0,3 m2**

Tapas

Altura=(h) 0,45 m
 Ancho=(a) 0,15 m
Area=(h*a)*2 **0,14 m2**

Total encof. Y desencf.

2,25 m2

6,00 Acero de refuerzo f c=4 200Kg/cm2

Total f c= 4 200Kg/cm2

23,26 Kg

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG
ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 02+603,60

1,00 OBRAS PRELIMINARES

1,01	Trazo y Replanteo	
	Ancho=	4,8 m
	Largo=	4 m
	Area =	19,2 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA

2,01	Excavación para estructura a máquina	
	Encauzamiento de entrada	
	Longitud=	7 m
	Ancho =	2,8 m
	Altura =	0,1 m
	Volumen=	1,96 m3
	Encauzamiento de salida	
	Exc.Maq.	1,96 m3

2,02	Excavación para estructura a mano	
	Encauzamiento de entrada	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho mayor= (B)	2,8 m
	Ancho menor= (b)	0,8 m
	Longitud horizontal=(l)	1 m
	Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3
	Cuerpo de entrega	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho = (a)	2,8 m
	Largo = (l)	0,8 m
	Volumen = (e*a*l)	0,34 m3
	Dentellón	
	Espesor (e)	0,25 m
	Ancho = (a)	0,2 m
	Largo = (l)	2,8 m
	Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
	Total Excavación a mano	0,75 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

	Solado	
	Largo = (l)	1 m
	Ancho= (a)	0,8 m
	Espesor=(e)	0,1 m
	Volumen=(l*a*e)	0,1 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

	Concreto f'c= 175 Kg/cm2	
	Encauzamiento de entrada	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho mayor= (B)	2,8 m
	Ancho menor= (b)	0,8 m
	Longitud horizontal=(l)	1 m
	Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3
	Dentellón	
	Espesor (e)	0,25 m
	Ancho = (a)	0,2 m

Largo	= (l)	2,8 m
Volumen	= (e*a*l)	0,14 m3
Aletas de encauzamiento		
Espesor=(e)		0,15 m
Altura =(h)		0,3 m
Long. =(l)		1,4 m
Volumen=(e)*(h)*(l)		0,063
Total f'c=175 Kg/cm2		0,47 m3
Concreto f'c=210 Kg/cm2		
Cuerpo de entrega		
Losa		
Espesor (e)		0,15 m
Ancho = (a)		2,8 m
Largo = (l)		0,8 m
Volumen = (e*a*l)		0,34 m3
Dentellón		
Espesor (e)		0,25 m
Ancho = (a)		0,2 m
Largo = (l)		2,8 m
Volumen = (e*a*l)		0,14 m3
Parapeto		
Espesor=(e)		0,15 m
Altura =(h)		0,3 m
Long. =(l)		1 m
Volumen=(e)*(h)*(l)		0,05 m3
Total f'c=210 Kg/cm2		0,52 m3
5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO		
Encauzamiento de entrada		
Aletas de encauzamiento		
Longitud (l)		1,4 m
Altura =(h)		0,3 m
Area =(l*h)*4		1,68 m2
Tapas		
Altura=(h)		0,45 m
Ancho=(a)		0,15 m
Area=(h*a)*2		0,14 m2
Cuerpo de entrega		
Parapeto		
Altura=(h)		0,3 m
Longitud= (l)		1 m
Area=(h*l)		0,3 m2
Tapas		
Altura=(h)		0,45 m
Ancho=(a)		0,15 m
Area=(h*a)*2		0,14 m2
Total encof. Y desencf.		2,25 m2
6,00 Acero de refuerzo f'c=4 200Kg/cm2		
Total f'c= 4 200Kg/cm2		23,26 Kg

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG**ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 02+858,00****1,00 OBRAS PRELIMINARES****1,01 Trazo y Replanteo**

Ancho=	4,8 m
Largo=	4 m
Area =	19,2 m ²

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA**2,01 Excavación para estructura a máquina****Encauzamiento de entrada**

Longitud=	5,5 m
Ancho =	2,8 m
Altura =	0,15 m
Volumen=	2,31 m ³
Exc.Ma.	2,31 m³

2,02 Excavación para estructura a mano**Encauzamiento de entrada**

Losa	
Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m³

Cuerpo de entrega

Losa	
Espesor (e)	0,15 m
Ancho = (a)	2,8 m
Largo = (l)	0,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,34 m³

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,14 m³

Total Excavación a mano**0,75 m³****3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE****Solado**

Largo = (l)	1 m
Ancho= (a)	0,8 m
Espesor=(e)	0,1 m
Volumen=(l*a*e)	0,1 m ³

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO**Concreto f'c= 175 Kg/cm²****Encauzamiento de entrada**

Losa	
Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m³

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m

Volumen = (e*a*l) 0,14 m3

Aletas de encauzamiento

Espesor=(e) 0,15 m

Altura =(h) 0,3 m

Long. =(l) 1,4 m

Volumen=(e)*(h)*(l) 0,063

Total f c=175 Kg/cm2 0,47 m3

Concreto f c=210 Kg/cm2

Cuerpo de entrega

Losa

Espesor (e) 0,15 m

Ancho = (a) 2,8 m

Largo = (l) 0,8 m

Volumen = (e*a*l) 0,34 m3

Dentellón

Espesor (e) 0,25 m

Ancho = (a) 0,2 m

Largo = (l) 2,8 m

Volumen = (e*a*l) 0,14 m3

Parapeto

Espesor=(e) 0,15 m

Altura =(h) 0,3 m

Long. =(l) 1 m

Volumen=(e)*(h)*(l) 0,05 m3

Total f c=210 Kg/cm2 0,52 m3

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Encauzamiento de entrada

Aletas de encauzamiento

Longitud (l) 1,4 m

Altura =(h) 0,3 m

Area =(l*h)*4 1,68 m2

Tapas

Altura=(h) 0,45 m

Ancho=(a) 0,15 m

Area=(h*a)*2 0,14 m2

Cuerpo de entrega

Parapeto

Altura=(h) 0,3 m

Longitud= (l) 1 m

Area=(h*l) 0,3 m2

Tapas

Altura=(h) 0,45 m

Ancho=(a) 0,15 m

Area=(h*a)*2 0,14 m2

Total encof. Y desencf. 2,25 m2

6,00 Acero de refuerzo f c=4 200Kg/cm2

Total f c= 4 200Kg/cm2 23,26 Kg

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG
ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 03+077,40

1,00 OBRAS PRELIMINARES

1,01	Trazo y Replanteo	
	Ancho=	4,8 m
	Largo=	4 m
	Area =	19,2 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA

2,01	Excavación para estructura a máquina	
	Encauzamiento de entrada	
	Longitud=	8 m
	Ancho =	2,8 m
	Altura =	0,4 m
	Volumen=	8,96 m3
	Exc.Ma.	8,96 m3

2,02	Excavación para estructura a mano	
	Encauzamiento de entrada	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho mayor= (B)	2,8 m
	Ancho menor= (b)	0,8 m
	Longitud horizontal=(l)	1 m
	Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3
	Cuerpo de entrega	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho = (a)	2,8 m
	Largo = (l)	0,8 m
	Volumen = (e*a*l)	0,34 m3
	Dentellón	
	Espesor (e)	0,25 m
	Ancho = (a)	0,2 m
	Largo = (l)	2,8 m
	Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
	Total Excavación a mano	0,75 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

	Solado	
	Largo = (l)	1 m
	Ancho= (a)	0,8 m
	Espesor=(e)	0,1 m
	Volumen=(l*a*e)	0,1 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

	Concreto f'c= 175 Kg/cm2	
	Encauzamiento de entrada	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho mayor= (B)	2,8 m
	Ancho menor= (b)	0,8 m
	Longitud horizontal=(l)	1 m
	Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3
	Dentellón	
	Espesor (e)	0,25 m
	Ancho = (a)	0,2 m
	Largo = (l)	2,8 m

Volumen = (e*a*I)	0,14 m3
Aletas de encauzamiento	
Espesor=(e)	0,15 m
Altura =(h)	0,3 m
Long. =(l)	1,4 m
Volumen=(e)*(h)*(l)	0,063
Total f c=175 Kg/cm2	0,47 m3
Concreto f c=210 Kg/cm2	
Cuerpo de entrega	
Losa	
Espesor (e)	0,15 m
Ancho = (a)	2,8 m
Largo = (l)	0,8 m
Volumen = (e*a*I)	0,34 m3
Dentellón	
Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*I)	0,14 m3
Parapeto	
Espesor=(e)	0,15 m
Altura =(h)	0,3 m
Long. =(l)	1 m
Volumen=(e)*(h)*(l)	0,05 m3
Total f c=210 Kg/cm2	0,52 m3
5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	
Encauzamiento de entrada	
Aletas de encauzamiento	
Longitud (l)	1,4 m
Altura =(h)	0,3 m
Area =(l*h)*4	1,68 m2
Tapas	
Altura=(h)	0,45 m
Ancho=(a)	0,15 m
Area=(h*a)*2	0,14 m2
Cuerpo de entrega	
Parapeto	
Altura=(h)	0,3 m
Longitud= (l)	1 m
Area=(h*l)	0,3 m2
Tapas	
Altura=(h)	0,45 m
Ancho=(a)	0,15 m
Area=(h*a)*2	0,14 m2
Total encof. Y desenco.	2,25 m2
6,00 Acero de refuerzo f c=4 200Kg/cm2	
Total f c= 4 200Kg/cm2	23,26 Kg

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG**ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 03+114,50****1,00 OBRAS PRELIMINARES****1,01 Trazo y Replanteo**

Ancho=	4,8 m
Largo=	4 m
Area =	19,2 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA**2,01 Excavación para estructura a máquina****Encauzamiento de entrada**

Longitud=	11,5 m
Ancho =	2,8 m
Altura =	0,1 m
Volumen=	3,22 m3
Exc.Maq.	3,22 m3

2,02 Excavación para estructura a mano**Encauzamiento de entrada****Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3

Cuerpo de entrega**Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho = (a)	2,8 m
Largo = (l)	0,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,34 m3

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,14 m3

Total Excavación a mano**0,75 m3****3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE****Solado**

Largo = (l)	1 m
Ancho= (a)	0,8 m
Espesor=(e)	0,1 m
Volumen=(l*a*e)	0,1 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO**Concreto f'c= 175 Kg/cm2****Encauzamiento de entrada****Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m

Largo	= (l)	2,8 m
Volumen	= (e*a*I)	0,14 m3
Aletas de encauzamiento		
Espesor=(e)		0,15 m
Altura =(h)		0,3 m
Long. =(l)		1,4 m
Volumen=(e)*(h)*(l)		0,063
Total f c=175 Kg/cm2		0,47 m3
Concreto f c=210 Kg/cm2		
Cuerpo de entrega		
Losa		
Espesor	(e)	0,15 m
Ancho	= (a)	2,8 m
Largo	= (l)	0,8 m
Volumen	= (e*a*I)	0,34 m3
Dentellón		
Espesor	(e)	0,25 m
Ancho	= (a)	0,2 m
Largo	= (l)	2,8 m
Volumen	= (e*a*I)	0,14 m3
Parapeto		
Espesor=(e)		0,15 m
Altura =(h)		0,3 m
Long. =(l)		1 m
Volumen=(e)*(h)*(l)		0,05 m3
Total f c=210 Kg/cm2		0,52 m3
5,00	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	
Encauzamiento de entrada		
Aletas de encauzamiento		
Longitud (l)		1,4 m
Altura =(h)		0,3 m
Area =(l*h)*4		1,68 m2
Tapas		
Altura=(h)		0,45 m
Ancho=(a)		0,15 m
Area=(h*a)*2		0,14 m2
Cuerpo de entrega		
Parapeto		
Altura=(h)		0,3 m
Longitud= (l)		1 m
Area=(h*I)		0,3 m2
Tapas		
Altura=(h)		0,45 m
Ancho=(a)		0,15 m
Area=(h*a)*2		0,14 m2
Total encof. Y desencf.		2,25 m2
6,00	Acero de refuerzo f c=4 200Kg/cm2	
Total f c= 4 200Kg/cm2		23,26 Kg

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG
ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 06+035,00

1,00 OBRAS PRELIMINARES

1,01	Trazo y Replanteo	
	Ancho=	4,8 m
	Largo=	4 m
	Area =	19,2 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA

2,01	Excavación para estructura a máquina	
	Encauzamiento de entrada	
	Longitud=	14 m
	Ancho =	2,8 m
	Altura =	1,5 m
	Volumen=	58,8 m3
	Exc.Maq.	58,8 m3

2,02 Excavación para estructura a mano

Encauzamiento de entrada

Losa		
Espesor	(e)	0,15 m
Ancho mayor=	(B)	2,8 m
Ancho menor=	(b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)		1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e		0,27 m3

Cuerpo de entrega

Losa		
Espesor	(e)	0,15 m
Ancho	= (a)	2,8 m
Largo	= (l)	0,8 m
Volumen = (e*a*l)		0,34 m3

Dentellón

Espesor	(e)	0,25 m
Ancho	= (a)	0,2 m
Largo	= (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*l)		0,14 m3

Total Excavación a mano

0,75 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

Solado		
Largo = (l)		1 m
Ancho= (a)		0,8 m
Espesor=(e)		0,1 m
Volumen=(l*a*e)		0,1 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c= 175 Kg/cm2

Encauzamiento de entrada

Losa		
Espesor	(e)	0,15 m
Ancho mayor=	(B)	2,8 m
Ancho menor=	(b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)		1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e		0,27 m3

Dentellón

Espesor	(e)	0,25 m
Ancho	= (a)	0,2 m
Largo	= (l)	2,8 m

Volumen = (e*a*l) 0,14 m3

Aletas de encauzamiento

Espesor=(e) 0,15 m

Altura =(h) 0,3 m

Long. =(l) 1,4 m

Volumen=(e)*(h)*(l) 0,063

Total f c=175 Kg/cm2 0,47 m3

Concreto f c=210 Kg/cm2

Cuerpo de entrega

Losa

Espesor (e) 0,15 m

Ancho = (a) 2,8 m

Largo = (l) 0,8 m

Volumen = (e*a*l) 0,34 m3

Dentellón

Espesor (e) 0,25 m

Ancho = (a) 0,2 m

Largo = (l) 2,8 m

Volumen = (e*a*l) 0,14 m3

Parapeto

Espesor=(e) 0,15 m

Altura =(h) 0,3 m

Long. =(l) 1 m

Volumen=(e)*(h)*(l) 0,05 m3

Total f c=210 Kg/cm2 0,52 m3

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Encauzamiento de entrada

Aletas de encauzamiento

Longitud (l) 1,4 m

Altura =(h) 0,3 m

Area =(l*h)*4 1,68 m2

Tapas

Altura=(h) 0,45 m

Ancho=(a) 0,15 m

Area=(h*a)*2 0,14 m2

Cuerpo de entrega

Parapeto

Altura=(h) 0,3 m

Longitud= (l) 1 m

Area=(h*l) 0,3 m2

Tapas

Altura=(h) 0,45 m

Ancho=(a) 0,15 m

Area=(h*a)*2 0,14 m2

Total encof. Y desencf. 2,25 m2

6,00 Acero de refuerzo f c=4 200Kg/cm2

Total f c= 4 200Kg/cm2 23,26 Kg

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG**ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 07+548,00****1,00 OBRAS PRELIMINARES****1,01 Trazo y Replanteo**

Ancho=	4,8 m
Largo=	4 m
Area =	19,2 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA**2,01 Excavación para estructura a máquina****Encauzamiento de entrada**

Longitud=	10 m
Ancho =	2,8 m
Altura =	1,5 m
Volumen=	42 m3
Exc.Ma.	42 m3

2,02 Excavación para estructura a mano**Encauzamiento de entrada****Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3

Cuerpo de entrega**Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho = (a)	2,8 m
Largo = (l)	0,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,34 m3

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,14 m3

Total Excavación a mano**0,75 m3****3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE****Solado**

Largo = (l)	1 m
Ancho= (a)	0,8 m
Espesor=(e)	0,1 m
Volumen=(l*a*e)	0,1 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c= 175 Kg/cm2

Encauzamiento de entrada**Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m

Volumen = (e*a*l) 0,14 m3

Aletas de encauzamiento

Espesor=(e) 0,15 m

Altura =(h) 0,3 m

Long. =(l) 1,4 m

Volumen=(e)*(h)*(l) 0,063

Total f c=175 Kg/cm2 0,47 m3

Concreto f c=210 Kg/cm2

Cuerpo de entrega

Losa

Espesor (e) 0,15 m

Ancho = (a) 2,8 m

Largo = (l) 0,8 m

Volumen = (e*a*l) 0,34 m3

Dentellón

Espesor (e) 0,25 m

Ancho = (a) 0,2 m

Largo = (l) 2,8 m

Volumen = (e*a*l) 0,14 m3

Parapeto

Espesor=(e) 0,15 m

Altura =(h) 0,3 m

Long. =(l) 1 m

Volumen=(e)*(h)*(l) 0,05 m3

Total f c=210 Kg/cm2 0,52 m3

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Encauzamiento de entrada

Aletas de encauzamiento

Longitud (l) 1,4 m

Altura =(h) 0,3 m

Area =(l*h)*4 1,68 m2

Tapas

Altura=(h) 0,45 m

Ancho=(a) 0,15 m

Area=(h*a)*2 0,14 m2

Cuerpo de entrega

Parapeto

Altura=(h) 0,3 m

Longitud= (l) 1 m

Area=(h*l) 0,3 m2

Tapas

Altura=(h) 0,45 m

Ancho=(a) 0,15 m

Area=(h*a)*2 0,14 m2

Total encof. Y desencf. 2,25 m2

6,00 Acero de refuerzo f c=4 200Kg/cm2

Total f c= 4 200Kg/cm2 23,26 Kg

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG**ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 07+885,50****1,00 OBRAS PRELIMINARES****1,01 Trazo y Replanteo**

Ancho=	4,8 m
Largo=	4 m
Area =	19,2 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA**2,01 Excavación para estructura a máquina****Encauzamiento de entrada**

Longitud=	14 m
Ancho =	2,8 m
Altura =	1 m
Volumen=	16,8 m3
Exc.Maquina	16,8 m3

2,02 Excavación para estructura a mano**Encauzamiento de entrada**

Losa	
Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3

Cuerpo de entrega

Losa	
Espesor (e)	0,15 m
Ancho = (a)	2,8 m
Largo = (l)	0,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,34 m3

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,14 m3

Total Excavación a mano**0,75 m3****3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE****Solado**

Largo = (l)	1 m
Ancho= (a)	0,8 m
Espesor=(e)	0,1 m
Volumen=(l*a*e)	0,1 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c= 175 Kg/cm2

Encauzamiento de entrada

Losa	
Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m

Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
Aletas de encauzamiento	
Espesor=(e)	0,15 m
Altura =(h)	0,3 m
Long. =(l)	1,4 m
Volumen=(e)*(h)*(l)	0,063
Total f c=175 Kg/cm2	0,47 m3
Concreto f c=210 Kg/cm2	
Cuerpo de entrega	
Losa	
Espesor (e)	0,15 m
Ancho = (a)	2,8 m
Largo = (l)	0,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,34 m3
Dentellón	
Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
Parapeto	
Espesor=(e)	0,15 m
Altura =(h)	0,3 m
Long. =(l)	1 m
Volumen=(e)*(h)*(l)	0,05 m3
Total f c=210 Kg/cm2	0,52 m3
5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	
Encauzamiento de entrada	
Aletas de encauzamiento	
Longitud (l)	1,4 m
Altura =(h)	0,3 m
Area =(l*h)*4	1,68 m2
Tapas	
Altura=(h)	0,45 m
Ancho=(a)	0,15 m
Area=(h*a)*2	0,14 m2
Cuerpo de entrega	
Parapeto	
Altura=(h)	0,3 m
Longitud= (l)	1 m
Area=(h*l)	0,3 m2
Tapas	
Altura=(h)	0,45 m
Ancho=(a)	0,15 m
Area=(h*a)*2	0,14 m2
Total encof. Y desencf.	2,25 m2
6,00 Acero de refuerzo f c=4 200Kg/cm2	
Total f c= 4 200Kg/cm2	23,26 Kg

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG**ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 12+414,00****1,00 OBRAS PRELIMINARES****1,01 Trazo y Replanteo**

Ancho=	4,8 m
Largo=	4 m
Area =	19,2 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA**2,01 Excavación para estructura a máquina****Encauzamiento de entrada**

Longitud=	7,5 m
Ancho =	2,8 m
Altura =	0,15 m
Volumen=	3,15 m3
Exc.Ma.	3,15 m3

2,02 Excavación para estructura a mano**Encauzamiento de entrada****Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= $\frac{((B+b)/2)*l}{1} * e$	0,27 m3

Cuerpo de entrega**Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho = (a)	2,8 m
Largo = (l)	0,8 m
Volumen = $e*a*l$	0,34 m3

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = $e*a*l$	0,14 m3

Total Excavación a mano**0,75 m3****3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE****Solado**

Largo = (l)	1 m
Ancho= (a)	0,8 m
Espesor=(e)	0,1 m
Volumen= $l*a*e$	0,1 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c= 175 Kg/cm2

Encauzamiento de entrada**Losa**

Espesor (e)	0,15 m
Ancho mayor= (B)	2,8 m
Ancho menor= (b)	0,8 m
Longitud horizontal=(l)	1 m
Volumen= $\frac{((B+b)/2)*l}{1} * e$	0,27 m3

Dentellón

Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m

Volumen= (((B+b)/2)*l)*e **0,27 m3**

Dentellón

Espesor (e) 0,25 m

Ancho = (a) 0,2 m

Largo = (l) 2,8 m

Volumen = (e*a*l) **0,14 m3**

Aletas de encauzamiento

Espesor=(e) 0,15 m

Altura =(h) 0,3 m

Long. =(l) 1,4 m

Volumen=(e)*(h)*(l) **0,063**

Total f c=175 Kg/cm2 **0,47 m3**

Concreto f c=210 Kg/cm2

Cuerpo de entrega

Losa

Espesor (e) 0,15 m

Ancho = (a) 2,8 m

Largo = (l) 0,8 m

Volumen = (e*a*l) **0,34 m3**

Dentellón

Espesor (e) 0,25 m

Ancho = (a) 0,2 m

Largo = (l) 2,8 m

Volumen = (e*a*l) **0,14 m3**

Parapeto

Espesor=(e) 0,15 m

Altura =(h) 0,3 m

Long. =(l) 1 m

Volumen=(e)*(h)*(l) **0,05 m3**

Total f c=210 Kg/cm2 **0,52 m3**

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Encauzamiento de entrada

Aletas de encauzamiento

Longitud (l) 1,4 m

Altura =(h) 0,3 m

Area =(l*h)*4 **1,68 m2**

Tapas

Altura=(h) 0,45 m

Ancho=(a) 0,15 m

Area=(h*a)*2 **0,14 m2**

Cuerpo de entrega

Parapeto

Altura=(h) 0,3 m

Longitud=(l) 1 m

Area=(h*l) **0,3 m2**

Tapas

Altura=(h) 0,45 m

Ancho=(a) 0,15 m

Area=(h*a)*2 **0,14 m2**

Total encof. Y desencf. **2,25 m2**

6,00 Acero de refuerzo f c=4 200Kg/cm2

Total f c= 4 200Kg/cm2 **23,26 Kg**

METRADO ENTREGA LATERAL, TIPO ; Q= 0,50 M3/SEG
ENTREGA LATERAL, TIPO Km: 13+454,00

1,00 OBRAS PRELIMINARES

1,01	Trazo y Replanteo	
	Ancho=	4,8 m
	Largo=	4 m
	Area =	19,2 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA

2,01	Excavación para estructura a máquina	
	Encauzamiento de entrada	
	Longitud=	12 m
	Ancho =	2,8 m
	Altura =	0,15 m
	Volumen=	5,04 m3
	Exc.Ma.	5,04 m3

2,02	Excavación para estructura a mano	
	Encauzamiento de entrada	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho mayor= (B)	2,8 m
	Ancho menor= (b)	0,8 m
	Longitud horizontal=(l)	1 m
	Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3
	Cuerpo de entrega	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho = (a)	2,8 m
	Largo = (l)	0,8 m
	Volumen = (e*a*l)	0,34 m3
	Dentellón	
	Espesor (e)	0,25 m
	Ancho = (a)	0,2 m
	Largo = (l)	2,8 m
	Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
	Total Excavación a mano	0,75 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

	Solado	
	Largo = (l)	1 m
	Ancho= (a)	0,8 m
	Espesor=(e)	0,1 m
	Volumen=(l*a*e)	0,1 m3

4,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

	Concreto f'c= 175 Kg/cm2	
	Encauzamiento de entrada	
	Losa	
	Espesor (e)	0,15 m
	Ancho mayor= (B)	2,8 m
	Ancho menor= (b)	0,8 m
	Longitud horizontal=(l)	1 m
	Volumen= (((B+b)/2)*l)*e	0,27 m3
	Dentellón	
	Espesor (e)	0,25 m
	Ancho = (a)	0,2 m
	Largo = (l)	2,8 m

Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
Aletas de encauzamiento	
Espesor=(e)	0,15 m
Altura =(h)	0,3 m
Long. =(l)	1,4 m
Volumen=(e)*(h)*(l)	0,063
Total f'c=175 Kg/cm2	0,47 m3
Concreto f'c=210 Kg/cm2	
Cuerpo de entrega	
Losa	
Espesor (e)	0,15 m
Ancho = (a)	2,8 m
Largo = (l)	0,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,34 m3
Dentellón	
Espesor (e)	0,25 m
Ancho = (a)	0,2 m
Largo = (l)	2,8 m
Volumen = (e*a*l)	0,14 m3
Parapeto	
Espesor=(e)	0,15 m
Altura =(h)	0,3 m
Long. =(l)	1 m
Volumen=(e)*(h)*(l)	0,05 m3
Total f'c=210 Kg/cm2	0,52 m3
5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	
Encauzamiento de entrada	
Aletas de encauzamiento	
Longitud (l)	1,4 m
Altura =(h)	0,3 m
Area =(l*h)*4	1,68 m2
Tapas	
Altura=(h)	0,45 m
Ancho=(a)	0,15 m
Area=(h*a)*2	0,14 m2
Cuerpo de entrega	
Parapeto	
Altura=(h)	0,3 m
Longitud= (l)	1 m
Area=(h*l)	0,3 m2
Tapas	
Altura=(h)	0,45 m
Ancho=(a)	0,15 m
Area=(h*a)*2	0,14 m2
Total encof. Y desenco.	2,25 m2
6,00 Acero de refuerzo f'c=4 200Kg/cm2	
Total f'c= 4 200Kg/cm2	23,26 Kg

CUADRO RESUMEN DE METRADOS DE ALCANTARILLAS
CANAL PRINCIPAL

PARTIDAS		U N D	UBICACION (KM)						TOTAL
COD	DESCRIPCION		05+041 36"	05+622 36"	06+421 36"	09+591 48"	10+538 48"	12+920 36"	
	OBRAS PRELIMINARES								
	Trazo y Replanteo	m2	212.18	191.65	349.07	144.18	201.85	132.20	1231.13
	Bombeo								
	MOVIMIENTO DE TIERRAS								
	Excav. Para estructuras a mano	m3	6.55	6.55	6.55	8.73	8.73	6.55	43.66
	Excav. Para estructuras a máquina	m3	238.99	216.05	389.88	752.90	214.05	617.61	2429.48
	Relleno compactado	m3	182.43	184.01	171.89	188.22	184.01	189.28	1099.84
	Base de material granular	m3	2.87	2.87	2.87	5.05	5.05	2.87	21.58
	CONCRETO								
	Concreto ciclópeo f'c = 175+25%	m3	6.06	6.06	6.06	9.74	9.74	6.06	43.72
	ACERO								
	Acero de refuerzo	kg	27.48	27.48	27.48	35.48	35.48	27.48	180.88
	ENCOFRADO								
	Encofrado y desencofrado	m2	28.42	28.42	28.42	44.08	44.08	28.42	201.84
	VARIOS								
	Tubería ARMCO TMC d = 36"	ml	25.11	22.68	41.31			14.58	103.68
	Tubería ARMCO TMC d = 48"	ml				16.20	22.68		38.88

METRADO DE ALCANTARILLA TIPO I: Km 05+041,00 ; D=36"

Angulo de Esviajamiento= 90

1,00 TRAZO Y REPLANTEO

Ancho= 8,45 m
Longitud
l1= 24,4 m
l2=(l1/0,81) 31,00 m
LT= 25,11 m
Área=a*LT 212,18 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA

2,01 Excavación para Estructura a Máquina

Encauzamiento de entrada
Largo= 5 m
Ancho= 2 m
Altura= 0,2 m
Volumen=a*l*h 2 m3
Encauzamiento de salida
Largo= 0
Ancho= 0
Altura= 0
Volumen=a*l*h 0
Cuerpo de alcantarilla
Volumen=((área1+área2)/2*LT)
Long. Entrada=a 10 m
Long.salida =b 5,6 m
Altura corte =c 1,21 m
Area1= ((a+b)/2*c); cabezal entrada 9,44 m2
Long. Entrada=b 5,60 m
Long. Salida =a 10,00 m
Altura corte =c 1,21 m
Area2=((b+a)/2*c);cabezal salida 9,44 m2
Longitud total=Lt 25,11 m
Volumen=((área1+área2)/2*LT) 236,99 m3
Total Exc.Ma. 238,99 m3

2,02 Excavación para estructura a mano

Cabezal de entrada y salida

Estribo
Cuerpo
Volumen1=área1*largo
Largo= 1,7 m
área1=
base= 0,26 m
altura= 1,31 m
Área1=(b*h)/2 0,17 m2
Volumen1=área1*largo 0,29 m3
Volumen2= área2*largo
Largo= 1,7 m
área2=
ancho= 0,25 m
altura= 1,31 m
área2=(a*h) 0,33 m2
Volumen2= área2*largo 0,56 m3
Zapata
Largo= 1,7 m

Ancho=	0,66 m
Altura=	0,5 m
Volumen=a*I*h	0,56 m3
Losa	
Long. Entrada =a	2,9 m
Long. Salida =b	0,85 m
Long. Horizontal=c	0,85 m
Espesor =e	0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e	0,24 m3
Dentellón	
Largo=	2,7 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,35 m
Volumen=(l*a*h)	0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida	3,67 m3
Excavación para material granular	
Largo=	21,06 m
Ancho=	0,91 m
Espesor=	0,15 m
Volumen=(l*a*h)	2,87 m3
Total Exc.Mano	6,55 m3
Relleno compactado para estructura=	
Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.	
Vol.exc.cuerpo alc.	198,76 m3
Vol. Ocupado alc.=(((3,1416*D2)/4)*LT)	16,33 m3
Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.=	182,43 m3
Relleno compactado para estructura=	182,43 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c=175 Kg/cm2

Cabezal de entrada y salida

Estribo

Cuerpo

Volumen1=área1*largo

Largo= 1,7 m

área1=

base= 0,26 m

altura= 1,31 m

Área1=(b*h)/2 0,17 m2

Volumen1=área1*largo **0,29 m3**

Volumen2= área2*largo

Largo= 1,7 m

área2=

ancho= 0,25 m

altura= 1,31 m

área2=(a*h) 0,33 m2

Volumen2= área2*largo **0,56 m3**

Zapata

Largo= 1,7 m

Ancho= 0,66 m

Altura= 0,5 m

Volumen=a*I*h **0,56 m3**

Losa

Long. Entrada =a 2,9 m

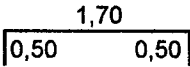
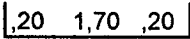
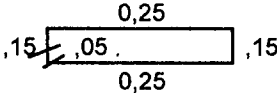
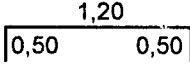
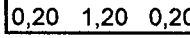
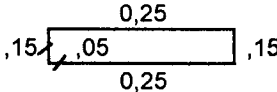
Long. Salida =b 0,85 m

Long. Horizontal=c	0,85 m
Espesor =e	0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e)	0,24 m3
Dentellón	
Largo=	2,7 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,35 m
Volumen=(l*a*h)	0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida	3,67 m3
Alero	
Altura mayor =H	0,76 m
Altura menor =h	0,45 m
Dist.horizantal =l	0,85 m
Espesor =e	0,25 m
Volumen =(((H+h)/2)*l)*e	0,51 m3
Total f'c=175Kg/cm2	4,18 m3
4,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	
Cabezal de Entrada	
Estribo	
Cara anterior	
Altura=	1,61 m
Ancho=	1,91 m
Area1=(h*a)	3,08 m2
D =	0,91 m
Area alcar (3,1416*D2/4)	0,65 m2
Encofrado=(área1-área alcantarilla)	2,42 m2
Cara posterior	
Encofrado=(área1-área alcantarilla)	2,42 m2
Perfil de estribo=(área1+área2)*4	
Area1	
base=	0,26 m
Altura=	1,91 m
Area1=(b*h)/2	0,248 m2
Area2	
Ancho=	0,25 m
Altura=	1,91 m
Area2=(ancho*h)	0,48 m2
Encofrado perfil de estribo=	1,45 m2
Aleros	
Cara anterior	
Lado mayor= B	1,16 m
Lado menor= b	0,68 m
Dist.horizantal =l	0,85 m
Encofrado cara anterior= (((B+b)/2)*l)*2)	1,56 m2
Encofrado cara posterior= (((B+b)/2)*l)*2)	1,56 m2
Tapas	
Altura= h	0,68 m
Ancho=a	0,25 m
Encofrado tapa=(h*a)*2	0,34 m2
Encofrado cabezal entrada=	9,77 m2
Encofrado cabezal salida =	11,33 m2
Total encofrado y desencofrado=	21,10 m2
5,00 LONGITUD TOTAL DE ALCANTARILLA ARMADA Y COLOCADA	
LT=	25,11 M

6,00 ACERO DE REFUERZO $f_y = 4\,200\text{ KG/CM}^2$
Total $f_y\ 4\,200\text{ Kg/cm}^2 =$ 12,45 Kg

PLANILLA DE METRADOS - ACERO DE REFUERZO

ALCANTARILLA TMC Φ 36'', CABEZALES

Nº	Φ PULG	DETALLE	LONGITUD ML	CANT. UNID.	PESO UNITARIO KG/ml	PESO Kg.	OBSERVACIONES
01	3/8''		2,70	02	0,58	3,132	CABEZAL DE ENTRADA
	3/8''		2,10	02	0,58	2,436	CABEZAL DE ENTRADA
	1/4''		0,90	06	0,25	1,35	CABEZAL DE ENTRADA
	3/8''		2,20	02	0,58	2,552	CABEZAL DE SALIDA
	3/8''		1,60	02	0,58	1,856	CABEZAL DE SALIDA
	1/4''		0,90	05	0,25	1,125	CABEZAL DE SALIDA
TOTAL						12,45	

METRADO DE ALCANTARILLA TIPO I: Km 05+622,00 ; D=36"

Angulo de Esviajamiento= 90

1,00 TRAZO Y REPLANTEO

Ancho= 8,45 m
Longitud
I1= 22 m
I2=(I1/0,81) 28,00 m
LT= 22,68 m
Área=a*LT 191,65 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA

2,01 Excavación para Estructura a Máquina

Encauzamiento de entrada
Largo= 5 m
Ancho= 2 m
Altura= 0,2 m
Volumen=a*I*h 2 m3
Encauzamiento de salida
Largo= 0
Ancho= 0
Altura= 0
Volumen=a*I*h 0
Cuerpo de alcantarilla
Volumen=((área1+área2)/2*LT)
Long. Entrada=a 10 m
Long.salida =b 5,6 m
Altura corte =c 1,21 m
Area1= ((a+b)/2*c); cabezal entrada 9,44 m2
Long. Entrada=b 5,60 m
Long. Salida =a 10,00 m
Altura corte =c 1,21 m
Area2=((b+a)/2*c);cabezal salida 9,44 m2
Longitud total=Lt 22,68 m
Volumen=((área1+área2)/2*LT) 214,05 m3
Total Exc.Ma. 216,05 m3

2,02 Excavación para estructura a mano

Cabezal de entrada y salida
Estribo
Cuerpo
Volumen1=área1*largo
Largo= 1,7 m
área1=
base= 0,26 m
altura= 1,31 m
Área1=(b*h)/2 0,17 m2
Volumen1=área1*largo 0,29 m3
Volumen2= área2*largo
Largo= 1,7 m
área2=
ancho= 0,25 m
altura= 1,31 m
área2=(a*h) 0,33 m2
Volumen2= área2*largo 0,56 m3
Zapata
Largo= 1,7 m

Ancho=	0,66 m
Altura=	0,5 m
Volumen=a*I*h	0,56 m3
Losa	
Long. Entrada =a	2,9 m
Long. Salida =b	0,85 m
Long. Horizontal=c	0,85 m
Espesor =e	0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e)	0,24 m3
Dentellón	
Largo=	2,7 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,35 m
Volumen=(l*a*h)	0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida	3,67 m3
Excavación para material granular	
Largo=	21,06 m
Ancho=	0,91 m
Espesor=	0,15 m
Volumen=(l*a*h)	2,87 m3
Total Exc.Mano	6,55 m3
Relleno compactado para estructura=	
Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.	
Vol.exc.cuerpo alc.	198,76 m3
Vol. Ocupado alc.=(((3,1416*D2)/4)*LT)	26,87 m3
Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.=	171,89 m3
Relleno compactado para estructura=	171,89 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c=175 Kg/cm2

Cabezal de entrada y salida

Estribo

Cuerpo

Volumen1=área1*largo

Largo= 1,7 m

área1=

base= 0,26 m

altura= 1,31 m

Área1=(b*h)/2 0,17 m2

Volumen1=área1*largo **0,29 m3**

Volumen2= área2*largo

Largo= 1,7 m

área2=

ancho= 0,25 m

altura= 1,31 m

área2=(a*h) 0,33 m2

Volumen2= área2*largo **0,56 m3**

Zapata

Largo= 1,7 m

Ancho= 0,66 m

Altura= 0,5 m

Volumen=a*I*h **0,56 m3**

Losa

Long. Entrada =a 2,9 m

Long. Salida =b 0,85 m

Long. Horizontal=c	0,85 m
Espesor =e	0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e	0,24 m3
Dentellón	
Largo=	2,7 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,35 m
Volumen=(l*a*h)	0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida	3,67 m3
Alero	
Altura mayor =H	0,76 m
Altura menor =h	0,45 m
Dist.horizotal =l	0,85 m
Espesor =e	0,25 m
Volumen =(((H+h)/2)*l)*e	0,51 m3
Total f c=175Kg/cm2	4,18 m3

4,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Cabezal de Entrada

Estribo

Cara anterior

Altura= 1,61 m

Ancho= 1,91 m

Area1=(h*a) 3,08 m2

D = 0,91 m

Area alcar (3,1416*D2/4) 0,65 m2

Encofrado=(área1-área alcantarilla) 2,42 m2

Cara posterior

Encofrado=(área1-área alcantarilla) 2,42 m2

Perfil de estribo=(área1+área2)*4

Area1

base= 0,26 m

Altura= 1,91 m

Area1=(b*h)/2 0,248 m2

Area2

Ancho= 0,25 m

Altura= 1,91 m

Area2=(ancho*h) 0,48 m2

Encofrado perfil de estribo= 1,45 m2

Aleros

Cara anterior

Lado mayor= B 1,16 m

Lado menor= b 0,68 m

Dist.horizotal =l 0,85 m

Encofrado cara anterior= (((B+b)/2*l)*2) 1,56 m2

Encofrado cara posterior= (((B+b)/2*l)*2) 1,56 m2

Tapas

Altura= h 0,68 m

Ancho=a 0,25 m

Encofrado tapa=(h*a)*2 0,34 m2

Encofrado cabezal entrada= 9,77 m2

Encofrado cabezal salida = 11,33 m2

Total encofrado y desencofrado= 21,10 m2

5,00 LONGITUD TOTAL DE ALCANTARILLA ARMADA Y COLOCADA

LT= 41,31 M

6,00 ACERO DE REFUERZO $f_y = 4\,200\text{ KG/CM}^2$
Total $f_y\ 4\,200\text{ Kg/cm}^2 =$

12,45 Kg

METRADO DE ALCANTARILLA TIPO I: Km 06+421,00 ; D=36"

Angulo de Esviajamiento= 90

1,00 TRAZO Y REPLANTEO

Ancho=	8,45 m
Longitud	
l1=	41,3 m
l2=(l1/0,81)	51,00 m
LT=	41,31 m
Área=a*LT	349,07 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA

2,01 Excavación para Estructura a Máquina

Encauzamiento de entrada	
Largo=	0 m
Ancho=	0 m
Altura=	0 m
Volumen=a*I*h	0 m3
Encauzamiento de salida	
Largo=	0
Ancho=	0
Altura=	0
Volumen=a*I*h	0
Cuerpo de alcantarilla	
Volumen=((área1+área2)/2*LT)	
Long. Entrada=a	10 m
Long. salida =b	5,6 m
Altura corte =c	1,21 m
Area1= ((a+b)/2*c); cabezal entrada	9,44 m2
Long. Entrada=b	5,60 m
Long. Salida =a	10,00 m
Altura corte =c	1,21 m
Area2=((b+a)/2*c);cabezal salida	9,44 m2
Longitud total=Lt	41,31 m
Volumen=((área1+área2)/2*LT)	389,88 m3
Total Exc.Maquina	389,88 m3

2,02 Excavación para estructura a mano

Cabezal de entrada y salida

Estribo	
Cuerpo	
Volumen1=área1*largo	
Largo=	1,7 m
área1=	
base=	0,26 m
altura=	1,31 m
Área1=(b*h)/2	0,17 m2
Volumen1=área1*largo	0,29 m3
Volumen2= área2*largo	
Largo=	1,7 m
área2=	
ancho=	0,25 m
altura=	1,31 m
área2=(a*h)	0,33 m2
Volumen2= área2*largo	0,56 m3
Zapata	
Largo=	1,7 m

Ancho= 0,66 m
 Altura= 0,5 m
Volumen=a*I*h 0,56 m3

Losa
 Long. Entrada =a 2,9 m
 Long. Salida =b 0,85 m
 Long. Horizontal=c 0,85 m
 Espesor =e 0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e 0,24 m3

Dentellón
 Largo= 2,7 m
 Ancho= 0,2 m
 Profundidad= 0,35 m
Volumen=(l*a*h) 0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida 3,67 m3

Excavación para material granular
 Largo= 21,06 m
 Ancho= 0,91 m
 Espesor= 0,15 m
Volumen=(l*a*h) 2,87 m3
Total Exc.Mano 6,55 m3

Relleno compactado para estructura=
 Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.
 Vol.exc.cuerpo alc. 198,76 m3
 Vol. Ocupado alc.=(((3,1416*D2)/4)*LT) 14,75 m3
 Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.= 184,01 m3
Relleno compactado para estructura= 184,01 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c=175 Kg/cm2
Cabezal de entrada y salida

Estribo
 Cuerpo
 Volumen1=área1*largo
 Largo= 1,7 m
 área1=
 base= 0,26 m
 altura= 1,31 m
 Área1=(b*h)/2 0,17 m2
Volumen1=área1*largo 0,29 m3

Volumen2= área2*largo
 Largo= 1,7 m
 área2=
 ancho= 0,25 m
 altura= 1,31 m
 área2=(a*h) 0,33 m2
Volumen2= área2*largo 0,56 m3

Zapata
 Largo= 1,7 m
 Ancho= 0,66 m
 Altura= 0,5 m
Volumen=a*I*h 0,56 m3

Losa
 Long. Entrada =a 2,9 m
 Long. Salida =b 0,85 m

Long. Horizontal=c	0,85 m
Espesor =e	0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e)	0,24 m3
Dentellón	
Largo=	2,7 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,35 m
Volumen=(l*a*h)	0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida	3,67 m3
Alero	
Altura mayor =H	0,76 m
Altura menor =h	0,45 m
Dist.horizontal =l	0,85 m
Espesor =e	0,25 m
Volumen =(((H+h)/2)*l)*e	0,51 m3
Total f c=175Kg/cm2	4,18 m3
4,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	
Cabezal de Entrada	
Estribo	
Cara anterior	
Altura=	1,61 m
Ancho=	1,91 m
Area1=(h*a)	3,08 m2
D =	0,91 m
Area alcar (3,1416*D2/4)	0,65 m2
Encofrado=(área1-área alcantarilla)	2,42 m2
Cara posterior	
Encofrado=(área1-área alcantarilla)	2,42 m2
Perfil de estribo=(área1+área2)*4	
Area1	
base=	0,26 m
Altura=	1,91 m
Area1=(b*h)/2	0,248 m2
Area2	
Ancho=	0,25 m
Altura=	1,91 m
Area2=(ancho*h)	0,48 m2
Encofrado perfil de estribo=	1,45 m2
Aleros	
Cara anterior	
Lado mayor= B	1,16 m
Lado menor= b	0,68 m
Dist.horizontal =l	0,85 m
Encofrado cara anterior= (((B+b)/2*I)*2)	1,56 m2
Encofrado cara posterior= (((B+b)/2*I)*2)	1,56 m2
Tapas	
Altura= h	0,68 m
Ancho=a	0,25 m
Encofrado tapa=(h*a)*2	0,34 m2
Encofrado cabezal entrada=	9,77 m2
Encofrado cabezal salida =	11,33 m2
Total encofrado y desencofrado=	21,10 m2
5,00 LONGITUD TOTAL DE ALCANTARILLA ARMADA Y COLOCADA	
LT=	22,68 M

6,00 ACERO DE REFUERZO $f_y = 4\ 200\ \text{KG/CM}^2$
Total $f_y\ 4\ 200\ \text{Kg/cm}^2 =$

12,45 Kg

METRADO DE ALCANTARILLA TIPO I: Km 09+591,60,00 ; D=48"

Angulo de Esviajamiento= 90

1,00 TRAZO Y REPLANTEO

Ancho= 8,9 m
Longitud
I1= 16 m
I2=(I1/0,81) 20,00 m
LT= 16,20 m
Área=a*LT 144,18 m2

2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA**2,01 | Excavación para Estructura a Máquina**

Encauzamiento de entrada
Largo= 100 m
Ancho= 2 m
Altura= 1,2 m
Volumen=a*I*h 240 m3
Encauzamiento de salida
Largo= 150
Ancho= 2
Altura= 1,2
Volumen=a*I*h 360
Cuerpo de alcantarilla
Volumen=((área1+área2)/2*LT)
Long. Entrada=a 10 m
Long.salida =b 5,6 m
Altura corte =c 1,21 m
Area1= ((a+b)/2*c); cabezal entrada 9,44 m2
Long. Entrada=b 5,60 m
Long. Salida =a 10,00 m
Altura corte =c 1,21 m
Area2=((b+a)/2*c);cabezal salida 9,44 m2
Longitud total=Lt 16,20 m
Volumen=((área1+área2)/2*LT) 152,90 m3
Total Exc.Ma. 752,90 m3

2,02 Excavación para estructura a mano**Cabezal de entrada y salida**

Estribo
Cuerpo
Volumen1=área1*largo
Largo= 1,7 m
área1=
base= 0,26 m
altura= 1,31 m
Área1=(b*h)/2 0,17 m2
Volumen1=área1*largo 0,29 m3
Volumen2= área2*largo
Largo= 1,7 m
área2=
ancho= 0,25 m
altura= 1,31 m
área2=(a*h) 0,33 m2
Volumen2= área2*largo 0,56 m3
Zapata
Largo= 1,7 m

Ancho= 0,66 m
 Altura= 0,5 m
Volumen=a*I*h 0,56 m3

Losa
 Long. Entrada =a 2,9 m
 Long. Salida =b 0,85 m
 Long. Horizontal=c 0,85 m
 Espesor =e 0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e 0,24 m3

Dentellón
 Largo= 2,7 m
 Ancho= 0,2 m
 Profundidad= 0,35 m
Volumen=(l*a*h 0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida 3,67 m3

Excavación para material granular
 Largo= 21,06 m
 Ancho= 0,91 m
 Espesor= 0,15 m
Volumen=(l*a*h 2,87 m3
Total Exc.Mano 6,55 m3

Relleno compactado para estructura=
 Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.
 Vol.exc.cuerpo alc. 198,76 m3
 Vol. Ocupado alc.=(((3,1416*D2)/4)*LT) 10,54 m3
 Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.= 188,22 m3
Relleno compactado para estructura= 188,22 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c=175 Kg/cm2
 Cabezal de entrada y salida
 Estribo

Cuerpo
 Volumen1=área1*largo
 Largo= 1,7 m
 área1=
 base= 0,26 m
 altura= 1,31 m
 Área1=(b*h)/2 0,17 m2
Volumen1=área1*largo 0,29 m3

Volumen2= área2*largo
 Largo= 1,7 m
 área2=
 ancho= 0,25 m
 altura= 1,31 m
 área2=(a*h) 0,33 m2
Volumen2= área2*largo 0,56 m3

Zapata
 Largo= 1,7 m
 Ancho= 0,66 m
 Altura= 0,5 m
Volumen=a*I*h 0,56 m3

Losa
 Long. Entrada =a 2,9 m
 Long. Salida =b 0,85 m

Volumen = (e*a*l) 0,14 m3

Aletas de encauzamiento

Espesor=(e) 0,15 m

Altura =(h) 0,3 m

Long. =(l) 1,4 m

Volumen=(e)*(h)*(l) 0,063

Total f c=175 Kg/cm2 0,47 m3

Concreto f c=210 Kg/cm2

Cuerpo de entrega

Losa

Espesor (e) 0,15 m

Ancho = (a) 2,8 m

Largo = (l) 0,8 m

Volumen = (e*a*l) 0,34 m3

Dentellón

Espesor (e) 0,25 m

Ancho = (a) 0,2 m

Largo = (l) 2,8 m

Volumen = (e*a*l) 0,14 m3

Parapeto

Espesor=(e) 0,15 m

Altura =(h) 0,3 m

Long. =(l) 1 m

Volumen=(e)*(h)*(l) 0,05 m3

Total f c=210 Kg/cm2 0,52 m3

5,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Encauzamiento de entrada

Aletas de encauzamiento

Longitud (l) 1,4 m

Altura =(h) 0,3 m

Area =(l*h)*4 1,68 m2

Tapas

Altura=(h) 0,45 m

Ancho=(a) 0,15 m

Area=(h*a)*2 0,14 m2

Cuerpo de entrega

Parapeto

Altura=(h) 0,3 m

Longitud= (l) 1 m

Area=(h*l) 0,3 m2

Tapas

Altura=(h) 0,45 m

Ancho=(a) 0,15 m

Area=(h*a)*2 0,14 m2

Total encof. Y desencf. 2,25 m2

6,00 Acero de refuerzo f c=4 200Kg/cm2

Total f c= 4 200Kg/cm2 23,26 Kg

Long. Horizontal=c	0,85 m
Espesor =e	0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e	0,24 m3
Dentellón	
Largo=	2,7 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,35 m
Volumen=(l*a*h)	0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida	3,67 m3
Alero	
Altura mayor =H	0,76 m
Altura menor =h	0,45 m
Dist.horizantal =l	0,85 m
Espesor =e	0,25 m
Volumen =(((H+h)/2)*l)*e	0,51 m3
Total f c=175Kg/cm2	4,18 m3
4,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	
Cabezal de Entrada	
Estribo	
Cara anterior	
Altura=	1,61 m
Ancho=	1,91 m
Area1=(h*a)	3,08 m2
D =	0,91 m
Area alcar (3,1416*D2/4)	0,65 m2
Encofrado=(área1-área alcantarilla)	2,42 m2
Cara posterior	
Encofrado=(área1-área alcantarilla)	2,42 m2
Perfil de estribo=(área1+área2)*4	
Area1	
base=	0,26 m
Altura=	1,91 m
Area1=(b*h)/2	0,248 m2
Area2	
Ancho=	0,25 m
Altura=	1,91 m
Area2=(ancho*h)	0,48 m2
Encofrado perfil de estribo=	1,45 m2
Aleros	
Cara anterior	
Lado mayor= B	1,16 m
Lado menor= b	0,68 m
Dist.horizantal =l	0,85 m
Encofrado cara anterior= (((B+b)/2*l)*2)	1,56 m2
Encofrado cara posterior= (((B+b)/2*l)*2)	1,56 m2
Tapas	
Altura= h	0,68 m
Ancho=a	0,25 m
Encofrado tapa=(h*a)*2	0,34 m2
Encofrado cabezal entrada=	9,77 m2
Encofrado cabezal salida =	11,33 m2
Total encofrado y desencofrado=	21,10 m2
5,00 LONGITUD TOTAL DE ALCANTARILLA ARMADA Y COLOCADA	
LT=	16,2 M

6,00	ACERO DE REFUERZO $f_y = 4\ 200\ \text{KG/CM}^2$	
	Total $f_y\ 4\ 200\ \text{Kg/cm}^2 =$	12,45 Kg

METRADO DE ALCANTARILLA TIPO I: Km 10+538,00 ; D=48"

Angulo de Esviajamiento= 90	
1,00	TRAZO Y REPLANTEO
	Ancho= 8,9 m
	Longitud
	I1= 22 m
	I2=(I1/0,81) 28,00 m
	LT= 22,68 m
	Área=a*LT 201,85 m2
2,00	MOVIMIENTO DE TIERRA
2,01	Excavación para Estructura a Máquina
	Encauzamiento de entrada
	Largo= 0 m
	Ancho= 0 m
	Altura= 0 m
	Volumen=a*I*h 0 m3
	Encauzamiento de salida
	Largo= 0
	Ancho= 0
	Altura= 0
	Volumen=a*I*h 0
	Cuerpo de alcantarilla
	$Volumen=((\text{área1}+\text{área2})/2*LT)$
	Long. Entrada=a 10 m
	Long.salida =b 5,6 m
	Altura corte =c 1,21 m
	Area1= ((a+b)/2*c); cabezal entrada 9,44 m2
	Long. Entrada=b 5,60 m
	Long. Salida =a 10,00 m
	Altura corte =c 1,21 m
	Area2=((b+a)/2*c);cabezal salida 9,44 m2
	Longitud total=Lt 22,68 m
	Volumen=((área1+área2)/2*LT) 214,05 m3
	Total Exc.Ma. 214,05 m3
2,02	Excavación para estructura a mano
	Cabezal de entrada y salida
	Estribo
	Cuerpo
	Volumen1=área1*largo
	Largo= 1,7 m
	área1=
	base= 0,26 m
	altura= 1,31 m
	Área1=(b*h)/2 0,17 m2
	Volumen1=área1*largo 0,29 m3
	Volumen2= área2*largo
	Largo= 1,7 m
	área2=
	ancho= 0,25 m
	altura= 1,31 m
	área2=(a*h) 0,33 m2
	Volumen2= área2*largo 0,56 m3
	Zapata
	Largo= 1,7 m

Ancho=	0,66 m
Altura=	0,5 m
Volumen=a*l*h	0,56 m3
Losa	
Long. Entrada =a	2,9 m
Long. Salida =b	0,85 m
Long. Horizontal=c	0,85 m
Espesor =e	0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e)	0,24 m3
Dentellón	
Largo=	2,7 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,35 m
Volumen=(l*a*h)	0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida	3,67 m3
Excavación para material granular	
Largo=	21,06 m
Ancho=	0,91 m
Espesor=	0,15 m
Volumen=(l*a*h)	2,87 m3
Total Exc.Mano	6,55 m3
Relleno compactado para estructura=	
Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.	
Vol.exc.cuerpo alc.	198,76 m3
Vol. Ocupado alc.=(((3,1416*D2)/4)*LT)	14,75 m3
Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.=	184,01 m3
Relleno compactado para estructura=	184,01 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c=175 Kg/cm2

Cabezal de entrada y salida

Estribo

Cuerpo

Volumen1=área1*largo

Largo= 1,7 m

área1=

base= 0,26 m

altura= 1,31 m

Área1=(b*h)/2 0,17 m2

Volumen1=área1*largo **0,29 m3**

Volumen2= área2*largo

Largo= 1,7 m

área2=

ancho= 0,25 m

altura= 1,31 m

área2=(a*h) 0,33 m2

Volumen2= área2*largo **0,56 m3**

Zapata

Largo= 1,7 m

Ancho= 0,66 m

Altura= 0,5 m

Volumen=a*l*h **0,56 m3**

Losa

Long. Entrada =a 2,9 m

Long. Salida =b 0,85 m

Long. Horizontal=c	0,85 m
Espesor =e	0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e)	0,24 m3
Dentellón	
Largo=	2,7 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,35 m
Volumen=(l*a*h)	0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida	3,67 m3
Alero	
Altura mayor =H	0,76 m
Altura menor =h	0,45 m
Dist.horizantal =l	0,85 m
Espesor =e	0,25 m
Volumen =(((H+h)/2)*l)*e	0,51 m3
Total f'c=175Kg/cm2	4,18 m3
4,00 ENCOFRADO Y DESENCOFADO	
Cabezal de Entrada	
Estribo	
Cara anterior	
Altura=	1,61 m
Ancho=	1,91 m
Area1=(h*a)	3,08 m2
D =	0,91 m
Area alcar (3,1416*D2/4)	0,65 m2
Encofrado=(área1-área alcantarilla)	2,42 m2
Cara posterior	
Encofrado=(área1-área alcantarilla)	2,42 m2
Perfil de estribo=(área1+área2)*4	
Area1	
base=	0,26 m
Altura=	1,91 m
Area1=(b*h)/2	0,248 m2
Area2	
Ancho=	0,25 m
Altura=	1,91 m
Area2=(ancho*h)	0,48 m2
Encofrado perfil de estribo=	1,45 m2
Aleros	
Cara anterior	
Lado mayor= B	1,16 m
Lado menor= b	0,68 m
Dist.horizantal =l	0,85 m
Encofrado cara anterior= (((B+b)/2*l)*2)	1,56 m2
Encofrado cara posterior= (((B+b)/2*l)*2)	1,56 m2
Tapas	
Altura= h	0,68 m
Ancho=a	0,25 m
Encofrado tapa=(h*a)*2	0,34 m2
Encofrado cabezal entrada=	9,77 m2
Encofrado cabezal salida =	11,33 m2
Total encofrado y desencofrado=	21,10 m2
5,00 LONGITUD TOTAL DE ALCANTARILLA ARMADA Y COLOCADA	
LT=	22,68 M

6,00	ACERO DE REFUERZO $f_y = 4\,200\text{ KG/CM}^2$	
	Total $f_y\ 4\,200\text{ Kg/cm}^2 =$	12,45 Kg

METRADO DE ALCANTARILLA TIPO I: Km 12+920,00,00 ; D=36"

Angulo de Esviajamiento= 90	
1,00 TRAZO Y REPLANTEO	
Ancho=	8,45 m
Longitud	
l1=	14,3 m
l2=(l1/0,81)	18,00 m
LT=	14,58 m
Área=a*LT	123,20 m2
2,00 MOVIMIENTO DE TIERRA	
2,01 Excavación para Estructura a Máquina	
Encauzamiento de entrada	
Largo=	50 m
Ancho=	2 m
Altura=	1,2 m
Volumen=a*I*h	120 m3
Encauzamiento de salida	
Largo=	150
Ancho=	2
Altura=	1,2
Volumen=a*I*h	360 m3
Cuerpo de alcantarilla	
$Volumen=((\text{área1}+\text{área2})/2*LT)$	
Long. Entrada=a	10 m
Long.salida =b	5,6 m
Altura corte =c	1,21 m
Area1= ((a+b)/2*c); cabezal entrada	9,44 m2
Long. Entrada=b	5,60 m
Long. Salida =a	10,00 m
Altura corte =c	1,21 m
Area2=((b+a)/2*c);cabezal salida	9,44 m2
Longitud total=Lt	14,58 m
Volumen=((área1+área2)/2*LT)	137,61 m3
Total Exc.MaQ.	617,61 m3
2,02 Excavación para estructura a mano	
Cabezal de entrada y salida	
Estribo	
Cuerpo	
$Volumen1=\text{área1}*largo$	
Largo=	1,7 m
área1=	
base=	0,26 m
altura=	1,31 m
$\text{Área1}=(b*h)/2$	0,17 m2
Volumen1=área1*largo	0,29 m3
$Volumen2= \text{área2}*largo$	
Largo=	1,7 m
área2=	
ancho=	0,25 m
altura=	1,31 m
$\text{área2}=(a*h)$	0,33 m2
Volumen2= área2*largo	0,56 m3
Zapata	
Largo=	1,7 m

Ancho=	0,66 m
Altura=	0,5 m
Volumen=a*I*h	0,56 m3
Losa	
Long. Entrada =a	2,9 m
Long. Salida =b	0,85 m
Long. Horizontal=c	0,85 m
Espesor =e	0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e)	0,24 m3
Dentellón	
Largo=	2,7 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,35 m
Volumen=(l*a*h)	0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida	3,67 m3
Excavación para material granular	
Largo=	21,06 m
Ancho=	0,91 m
Espesor=	0,15 m
Volumen=(l*a*h)	2,87 m3
Total Exc.Mano	6,55 m3
Relleno compactado para estructura=	
Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.	
Vol.exc.cuerpo alc.	198,76 m3
Vol. Ocupado alc.=(((3,1416*D2)/4)*LT)	16,33 m3
Vol.exc.cuerpo alc.-vol.ocupado alc.=	182,43 m3
Relleno compactado para estructura=	182,43 m3

3,00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Concreto f'c=175 Kg/cm2

Cabezal de entrada y salida

Estribo

Cuerpo

Volumen1=área1*largo

Largo= 1,7 m

área1=

base= 0,26 m

altura= 1,31 m

Área1=(b*h)/2 0,17 m2

Volumen1=área1*largo **0,29 m3**

Volumen2= área2*largo

Largo= 1,7 m

área2=

ancho= 0,25 m

altura= 1,31 m

área2=(a*h) 0,33 m2

Volumen2= área2*largo **0,56 m3**

Zapata

Largo= 1,7 m

Ancho= 0,66 m

Altura= 0,5 m

Volumen=a*I*h **0,56 m3**

Losa

Long. Entrada =a 2,9 m

Long. Salida =b 0,85 m

Long. Horizontal=c	0,85 m
Espesor =e	0,15 m
Volumen= (((a+b)/2)*c)*e	0,24 m3
Dentellón	
Largo=	2,7 m
Ancho=	0,2 m
Profundidad=	0,35 m
Volumen=(l*a*h)	0,19 m3
Volumen cabezal entrada y salida	3,67 m3
Alero	
Altura mayor =H	0,76 m
Altura menor =h	0,45 m
Dist.horizontal =l	0,85 m
Espesor =e	0,25 m
Volumen =(((H+h)/2)*l)*e	0,51 m3
Total f'c=175Kg/cm2	4,18 m3
4,00 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	
Cabezal de Entrada	
Estribo	
Cara anterior	
Altura=	1,61 m
Ancho=	1,91 m
Area1=(h*a)	3,08 m2
D =	0,91 m
Area alcar (3,1416*D2/4)	0,65 m2
Encofrado=(área1-área alcantarilla)	2,42 m2
Cara posterior	
Encofrado=(área1-área alcantarilla)	2,42 m2
Perfil de estribo=(área1+área2)*4	
Area1	
base=	0,26 m
Altura=	1,91 m
Area1=(b*h)/2	0,248 m2
Area2	
Ancho=	0,25 m
Altura=	1,91 m
Area2=(ancho*h)	0,48 m2
Encofrado perfil de estribo=	1,45 m2
Aleros	
Cara anterior	
Lado mayor= B	1,16 m
Lado menor= b	0,68 m
Dist.horizontal =l	0,85 m
Encofrado cara anterior= (((B+b)/2*l)*2)	1,56 m2
Encofrado cara posterior= (((B+b)/2*l)*2)	1,56 m2
Tapas	
Altura= h	0,68 m
Ancho=a	0,25 m
Encofrado tapa=(h*a)*2	0,34 m2
Encofrado cabezal entrada=	9,77 m2
Encofrado cabezal salida =	11,33 m2
Total encofrado y desencofrado=	21,10 m2
5,00 LONGITUD TOTAL DE ALCANTARILLA ARMADA Y COLOCADA	
LT=	25,11 M

6,00	ACERO DE REFUERZO $f_y = 4\ 200\ \text{KG/CM}^2$	
	Total $f_y\ 4\ 200\ \text{Kg/cm}^2 =$	12,45 Kg

METRADO DE ALCANTARILLA TIPO I: Km 09+591,60,00 ; D=48"

Angulo de Esviajamiento= 90

1,00	TRAZO Y REPLANTEO	
	Ancho=	8,9 m
	Longitud	
	l1=	16 m
	l2=(l1/0,81)	20,00 m
	LT=	16,20 m
	Área=a*LT	144,18 m2
2,00	MOVIMIENTO DE TIERRA	
2,01	Excavación para Estructura a Máquina	
	Encauzamiento de entrada	
	Largo=	100 m
	Ancho=	2 m
	Altura=	1,2 m
	Volumen=a*l*h	240 m3
	Encauzamiento de salida	
	Largo=	150
	Ancho=	2
	Altura=	1,2
	Volumen=a*l*h	360
	Cuerpo de alcantarilla	
	$\text{Volumen} = ((\text{área1} + \text{área2}) / 2 * \text{LT})$	
	Long. Entrada=a	10 m
	Long.salida =b	5,6 m
	Altura corte =c	1,21 m
	$\text{Area1} = ((a+b) / 2 * c)$; cabezal entrada	9,44 m2
	Long. Entrada=b	5,60 m
	Long. Salida =a	10,00 m
	Altura corte =c	1,21 m
	$\text{Area2} = ((b+a) / 2 * c)$;cabezal salida	9,44 m2
	Longitud total=Lt	16,20 m
	$\text{Volumen} = ((\text{área1} + \text{área2}) / 2 * \text{LT})$	152,90 m3
	Total Exc.Maq.	752,90 m3
2,02	Excavación para estructura a mano	
	Cabezal de entrada y salida	
	Estribo	
	Cuerpo	
	$\text{Volumen1} = \text{área1} * \text{largo}$	
	Largo=	1,7 m
	área1=	
	base=	0,26 m
	altura=	1,31 m
	$\text{Área1} = (b * h) / 2$	0,17 m2
	$\text{Volumen1} = \text{área1} * \text{largo}$	0,29 m3

RESUMEN DE METRADOS PUENTES VEHICULARES**CANAL PRINCIPAL**

PARTIDAS			KM 12+775	TOTAL
COD	DESCRIPCION	UND		
	Trazo y replanteo	m2	35,00	35,00
	Excavación para estructuras a mano	m3	12,88	12,88
	Excavación para estructuras a máquina	m3	7,50	7,50
	Relleno compactado para estructuras	m3	1,63	1,63
	Concreto simple f'c = 100 Kg/cm2	m3	0,75	0,75
	Concreto ciclópeo f'c=175 + 25% P. M.	m3	10,20	10,20
	Concreto simple f'c = 210 Kg/cm2	m3	3,47	3,47
	Acero Fy = 4200 Kg/cm2	kg	337,25	337,25
	Encofrado y desencofrado vertical	m2	19,84	19,84
	Encofrado y desencofrado horizontal	m2	10,00	10,00
	Tubería PVC Ø 3"	m	1,30	1,30
	Tecnopor e= 1"	m2	2,50	2,50

OBRAS DE ARTE DE CRUCE

METRADO

Estructura: Puente Vehicular

Km: 12 + 175

1.0 Trazo y Replanteo : 35,00 M²

$$L = 7,00$$

$$A = 5,00$$

$$\text{Area} = 7,00 \times 5,00 = 35,00$$

2.0 Excavación de Mano : 12,88 M³

2.1 Estribos:

$$A_1 = (1,25 + 0,25/2) \times 1,00 = 0,75$$

$$V_1 = 0,75 \times 5,00 \times 2,00 = 7,50 \text{ M}^3$$

2.2 Losa Fondo

$$V_2 = 0,20 \times 3,00 \times 5,00 = 3,00 \text{ M}^3$$

2.3 Solado

$$V_3 = 0,05 \times 3,00 \times 5,00 = 0,75 \text{ M}^3$$

2.4 Adición en estribo

$$V'_4 = 0,50 \times 0,25 \times 0,25 \times \text{hhhh} = 0,13 \text{ M}^3$$

$$V''_4 = 6,00 \times 0,25 \times 0,50 \times 2,00 = 1,50 \text{ M}^3$$

2.5 Excavación a Máquina

Caja cama en puente

$$V = (2,50 \times 0,50/2) (1,00) \times 5,00 = 7,50 \text{ M}^3$$

2.6 Relleno a mano = 1,63 M³

3.0 Concreto f'c = 100 Kg/cm² Solado

$$V_c = 0,05 \times 3,00 \times 5,00 = 0,75$$

4.0 Concreto Ciclópeo f'c = 100 Kg/cm² + 25% P.M

4.1 Estribos y Losa

$$A_1 = (1,25 + 0,25/2) \times 2 - (0,25 \times 0,25/2) \times 2 + (3,00 \times 0,25)$$

$$V_1 = 0,24 \times 5,00 = 10,20 \text{ M}^3$$

5.0 Concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$: $3,47 \text{ M}^3$

5.1 Vigas

$$V_1 = [(0,20 \times 0,25/2) \times 0,25] \times 3,00 \times 2,00 = 0,34 \text{ M}^3$$

$$V_1 = 0,34 \text{ M}^3$$

5.2 Losa

$$V_2 = 5,00 \times 2,50 \times 0,25 = 3,13 \text{ M}^3$$

6.0 Encofrado y Desencofrado

6.1 Encofrado Horizontal: $10,00 \text{ M}^2$

Losa

$$A_1 = 2,00 \times 5,00 = 10,00 \text{ M}^2$$

6.2 Encofrado Vertical : $19,84 \text{ M}^2$

Vigas

$$A_2 = 0,50 \times 2,50 \times 2,00 = 2,50 \text{ M}^2$$

$$A_3 = 0,25 \times 2,50 \times 2,00 = 1,25 \text{ M}^2$$

$$A_4 = (0,25 \times 0,20/2) \times 0,25 \times 4,00 = 0,23 \text{ M}^2$$

6.3 En Estribos

$$A = 1,06 \times 5,00 \times 2,00 = 10,61 \text{ M}^2$$

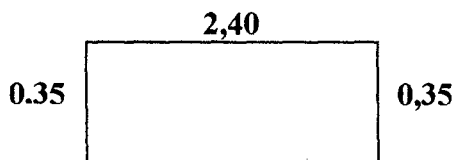
6.4 Losa

$$0,25 \times 0,25 \times 4,00 = 0,25 \text{ M}$$

$$0,25 \times 5,00 \times 4,00 = 5,00 \text{ M}^2$$

7.0 Acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$: $337,25 \text{ Kg}$.

7.1 Acero en vigas: $46,13 \text{ Kg}$.



$$\varnothing = \frac{1}{2}''$$

$$L = 3,10$$

$$\text{Peso} = 4,00 \times 3,10 \times 1,02 = 12,65 \text{ Kg}$$

$$\frac{2,40}{\varnothing = 1/2''}$$

$$\varnothing = 1/2''$$

$$L = 2,40$$

$$\text{Peso} = 4,00 \times 2,40 \times 1,02 = 9,79 \text{ Kg}$$

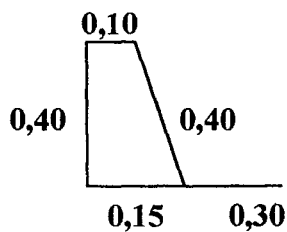
$$\frac{2,40}{\varnothing = 3/8''}$$

$$\varnothing = 3/8''$$

$$L = 2,40$$

$$N = 4,00$$

$$\text{Peso} = 4,00 \times 2,40 \times 0,58 = 5,57 \text{ Kg}$$



$$L = 1,42 \text{ m}$$

$$\varnothing = 3/8''$$

$$L = 1,42 \text{ m}$$

$$N = 2,50/0,25 + 1,00 = 11,00$$

$$\text{Peso} = 11,00 \times 1,42 \times 0,58 \times 2,00 = 18,12 \text{ Kg.}$$

7.2 Acero en Losa: 270,32 Kg.

$$\frac{2,40}{\varnothing = 5/8''}$$

$$\varnothing = 5/8''$$

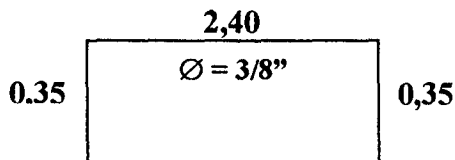
$$L = 2,40 \text{ m}$$

$$N = 4,50/0,14 + 1,00 = 33,00$$

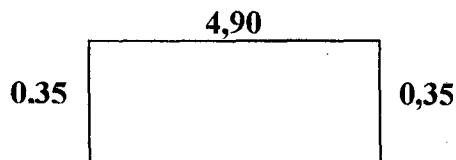
$$\text{Peso} = 33,00 \times 2,40 \times 1,60 = 126,72 \text{ Kg.}$$

$$\frac{4,90}{\text{Ass} = \varnothing 1/2''}$$

$$\begin{aligned}\varnothing &= 1/2'' \\ L &= 4,90 \text{ m} \\ N &= 2,50/0,25 + 1,00 = 11,00 \\ \text{Peso} &= 11,00 \times 4,90 \times 1,02 = 54,98 \text{ Kg.}\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\varnothing &= 3/8'' \\ L &= 3,10 \text{ m} \\ N &= 4,50/0,20 + 1,00 = 24,00 \\ \text{Peso} &= 24,00 \times 3,10 \times 0,58 = 43,15 \text{ Kg.}\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\varnothing &= 3/8'' \\ L &= 5,60 \text{ m} \\ N &= 2,50/0,20 + 1,00 = 14,00 \\ \text{Peso} &= 14,00 \times 5,60 \times 0,58 = 45,47 \text{ Kg.}\end{aligned}$$

7.3 Dowels = f = 5/8''

$$\begin{aligned}\varnothing &= 5/8'' \\ L &= 1,20 \text{ m} \\ N &= 4,90/0,50 + 1,00 = 11,00 \\ \text{Peso} &= 11,00 \times 1,20 \times 1,60 = 21,12 \text{ Kg.}\end{aligned}$$

8.0 Tecnopor e = 1'' : 2,50 M²

$$A_1 = 5,00 \times 0,25 \times 2,00 = 2,50 \text{ M}^2$$

9.0 Drenaje:

9.1 Tubo Pvc Ø2'' : 1,30 M

$$L = 0,325 \times 4,00 = 1,30$$

RESUMEN DE METRADOS DE PASARELA (PUENTE PEATONAL)

CANAL PRINCIPAL

PARTIDAS		UBICACIÓN	Km = 13+200 L = 2,00 M	TOTAL
COD	DESCRIPCION			
		UNIDAD		
	OBRAS PRELIMINARES			
	Trazo y replanteo	M2	15,60	15,60
	MOVIMIENTO DE TIERRAS			
	Excavación para estructuras a mano	M3	1,25	1,25
	CONCRETO			
	C° ciclópeo f'c = 175 kg/cm2 + 25% PM	M3	1,25	1,25
	C° simple f'c = 210 kg/cm2	M3	0,82	0,82
	ACERO			
	acero de refuerzo Fy = 4200 Kg/cm2	Kg.	85,31	85,31
	ENCOFRADO			
	Encofrado y desencofrado vertical	M2	3,81	3,81
	Encofrado y desencofrado horizontal	M2	3,80	3,80
	ESTRUCTURAS METALICAS			
	Baranda de F° G° ø 2"	MI	3,20	3,20

JUSTIFICACION DE METRADOS

ESTRUCTURA: PASARELA CANAL PRINCIPAL

UBICACIÓN: 13+200,00

LONGITUD: 2,00 M

1,00.- EXCAVACION A MANO: = 1,25 M3

$$V = ((0,25 + 0,85) / 2,00) * 0,60 * 1,90 * 2,00 = 1,25 \text{ M3}$$

2,00.- CONCRETO $f'c = 175 + 25\% \text{ P. M.}$ = 1,25 M3

$$V = ((0,25 + 0,85) / 2,00) * 0,60 * 1,90 * 2,00 = 1,25 \text{ M3}$$

3,00.- CONCRETO $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ = 0,82 M3

3,1.- LOSA

$$V = 1,50 * 2,00 * 0,15 = 0,45 \text{ M3}$$

3,2.- VIGAS

$$V = 0,20 * 0,45 * 2,00 * 2,00 = 0,36 \text{ M3}$$

4,00.- ENCOFRADO VERT: = 3,81 M2

ENCOFRADO HORIZ: = 3,80 M2

4,1.- LOSA

$$A1 = 1,90 * 2,00 = 3,80 \text{ M2}$$

$$A2 = 1,50 * 0,15 * 2,00 = 0,45 \text{ M2}$$

4,2.- VIGAS

$$A1 = 0,45 * 2,00 * 2,00 = 1,8 \text{ M2}$$

$$A2 = 0,30 * 2,00 * 2,00 = 1,2 \text{ M2}$$

$$A3 = 0,20 * 0,45 * 4,00 = 0,36 \text{ M2}$$

5,00.- ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ = 85,31 Kg.

5,1.- LOSA

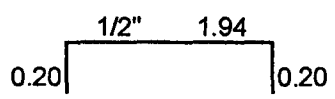
$$\frac{3/8''}{1,82}$$

$$\begin{aligned} \text{CANTIDAD: } & (2,00 / 0,25) + 1,00 = 9 \\ \text{PESO: } & 9 * 1,82 * 0,58 = 9,50 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$\frac{3/8''}{1,94}$$

$$\begin{aligned} \text{CANTIDAD: } & (1,50 / 0,25) - 1,00 = 5 \\ \text{PESO: } & 5 * 1,94 * 0,58 = 5,63 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

5.2.- VIGAS



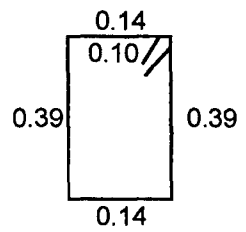
CANTIDAD: 4
PESO: $4 * 2.34 * 1.02 = 9.55 \text{ Kg.}$



CANTIDAD: 2
PESO: $2 * 1.94 * 1.02 = 3.96 \text{ Kg.}$

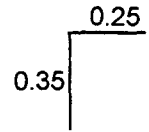


CANTIDAD: 4
PESO: $4 * 1.94 * 1.60 = 12.42 \text{ Kg.}$



CANTIDAD: $(\frac{2.00}{0.25}) + 1.00 = 9$
PESO: $2.00 * 27 * 1.26 * 0.58 = 39.46 \text{ Kg.}$

5.3.- DOWELS



CANTIDAD: $(\frac{1.90}{0.50}) + 1.00 = 5$
PESO: $5 * 0.60 * 1.60 = 4.80 \text{ Kg.}$

6.00.- BARANDAS = 3.20 M.

$L = (2.00 - 0.40) * 2.00 = 3.20 \text{ M.}$

7.00.- TRAZO Y REPLANTEO: = 15.60 M2

$A = 4.00 * 3.90 = 15.60 \text{ M2}$

Análisis de precios unitarios

Obra 0503005 OBRAS DE CRUCE : IRRIGACION BIAVO - MARGEN IZQUIERDA
Fórmula 01 PRESUPUESTO REFERENCIAL Fecha 18/12/2000

Partida 01.01 INSTALACION DE CAMPAMENTO
Rendimiento glb/DIA H.H. 0.00 H.M. 0.00 Costo unitario directo por : glb 8,500.00

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Materiales						
391319	INSTALACION DE CAMPAMENTO	glb		1.0000	8,500.00	8,500.00
						8,500.00

Partida 01.02 CARTEL DE OBRA DE 5.40 m X 3.60 m
Rendimiento 1.000 und/DIA H.H. 44.00 H.M. 0.00 Costo unitario directo por : und 1,033.09

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470102	OPERARIO	hh	3.00	24.0000	8.40	201.60
470104	PEON	hh	2.50	20.0000	6.78	135.60
						337.20
Materiales						
020207	CLAVOS DE ACERO CON CABEZA DE 3/4"	kg		2.0000	2.02	4.04
021015	PERNOS HEXAGONALES DE 3/4" X 6" INCLUYE TUERCA	und		12.0000	3.50	42.00
210092	CEMENTO PORTLAND TIPO I (EN FABRICA) S-PUB	bol		1.2000	20.00	24.00
320029	FLETE TRANSPORTE LOCAL	kg		51.0000	0.65	33.15
380004	HORMIGON (PUERTO EN OBRA)	m3		0.4800	30.00	14.40
430025	MADERA NACIONAL PARA ENCOFRADO Y CARPINTERIA	p2		146.0000	2.50	365.00
440325	TRIPLAY DE 6 mm	m2		20.1600	8.51	171.56
540242	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gl		1.0000	35.00	35.00
						689.15
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		2.0000	337.20	6.74
						6.74

Partida 01.03 MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE MAQUINARIA Y EQUIPO
Rendimiento est/DIA H.H. 0.00 H.M. 48.00 Costo unitario directo por : est 6,720.00

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Equipos						
481307	CAMION PLATAFORMA 20 TN	hm		48.0000	140.00	6,720.00
						6,720.00

Partida 02.01 TRAZO Y REPLANTEO PARA OBRAS DE ARTE
Rendimiento 0.700 m2/DIA H.H. 57.14 H.M. 22.86 Costo unitario directo por : m2 775.59

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470032	TOPOGRAFO	hh	1.00	11.4286	10.07	115.09
470103	OFICIAL	hh	1.00	11.4286	7.57	86.51
470104	PEON	hh	3.00	34.2857	6.78	232.46
						434.06
Materiales						
020164	CLAVOS DE 3"	kg		0.2500	2.02	0.51
300101	CAL HIDRATADA DE 30 Kg	bol		0.1667	8.50	1.42
430103	MADERA TORNILLO	p2		50.0000	2.50	125.00
541190	PINTURA ESMALTE	gl		0.0125	35.00	0.44
						127.37
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	434.06	21.70
491903	NIVEL TOPOGRAFICO CON TRIPODE	he	1.00	11.4286	5.90	67.43
498803	TEODOLITO	hm	1.00	11.4286	10.94	125.03
						214.16

Análisis de precios unitarios

Obra 0503005 OBRAS DE CRUCE : IRRIGACION BIAVO - MARGEN IZQUIERDA
Fórmula 01 PRESUPUESTO REFERENCIAL Fecha 18/12/2000

Partida 03.01 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN TIERRA SUELTA
Rendimiento 2.500 m3/DIA H.H. 3.52 H.M. 0.00 Costo unitario directo por : m3 26.31

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	hh	0.10	0.3200	10.49	3.36
470104	PEON	hh	1.00	3.2000	6.78	21.70
						25.06
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	25.06	1.25
						1.25

Partida 03.02 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS A MAQUINA EN TIERRA SUELTA
Rendimiento 300.000 m3/DIA H.H. 0.13 H.M. 0.03 Costo unitario directo por : m3 6.52

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	hh	1.00	0.0267	10.49	0.28
470104	PEON	hh	4.00	0.1067	6.78	0.72
						1.00
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	1.00	0.05
490423	RETROEXCAVADOR SOBRE ORUGA 115-165 HP 0.75-1.4 Y	hm	1.00	0.0267	205.00	5.47
						5.52

Partida 03.03 RELLENO COMPACTADO MANUAL PARA ESTRUCTURAS CON MATERIAL PROPIO
Rendimiento 8.000 m3/DIA H.H. 5.10 H.M. 1.00 Costo unitario directo por : m3 51.81

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	hh	0.10	0.1000	10.49	1.05
470103	OFICIAL	hh	1.00	1.0000	7.57	7.57
470104	PEON	hh	4.00	4.0000	6.78	27.12
						35.74
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	35.74	1.07
490301	COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO PLANCHA 4 HP	hm	1.00	1.0000	15.00	15.00
						16.07

Partida 03.04 BASE DE MATERIAL GRANULAR
Rendimiento 8.000 m3/DIA H.H. 5.11 H.M. 1.01 Costo unitario directo por : m3 89.46

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	hh	0.10	0.1000	10.49	1.05
470103	OFICIAL	hh	1.00	1.0000	7.57	7.57
470104	PEON	hh	4.00	4.0000	6.78	27.12
						35.74
Materiales						
380002	HORMIGON DE RIO	m3		1.2000	30.00	36.00
						36.00
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	35.74	1.79
490301	COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO PLANCHA 4 HP	hm	1.00	1.0000	15.00	15.00
						16.79
Insumos Partida						
920101	AGUA PARA CONCRETOS	m3		0.1000	9.33	0.93
						0.93

Análisis de precios unitarios

Obra	0503005 OBRAS DE CRUCE : IRRIGACION BIAVO - MARGEN IZQUIERDA							Fecha	18/12/2000
Fórmula	01 PRESUPUESTO REFERENCIAL								
Partida	04.01		CONCRETO SIMPLE FC=210 Kg/cm2						
Rendimiento	18.000	m3/DIA	H.H.	7.62	H.M.	0.91	Costo unitario directo por : m3		321.16
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Mano de Obra									
470101	CAPATAZ		hh	0.10	0.0444	10.49	0.47		
470102	OPERARIO		hh	3.00	1.3333	8.40	11.20		
470103	OFICIAL		hh	2.00	0.8889	7.57	6.73		
470104	PEON		hh	12.00	5.3333	6.78	36.16		
							54.56		
Materiales									
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		bol		10.0000	20.00	200.00		
301612	PLASTIFICANTE PLASTIMENT VZ - 95		kg		1.4835	4.02	5.96		
301912	ANTISOL 95		kg		0.6159	5.50	3.39		
380004	HORMIGON (PUESTO EN OBRA)		m3		1.3500	30.00	40.50		
							249.85		
Equipos									
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	54.56	1.64		
490701	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"		hm	1.00	0.4444	15.00	6.67		
491011	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3		hm	1.00	0.4444	15.00	6.67		
							14.98		
Insumos Partida									
920101	AGUA PARA CONCRETOS		m3		0.1900	9.33	1.77		
							1.77		
Partida	04.02		CONCRETO SIMPLE FC=175 Kg/cm2						
Rendimiento	18.000	m3/DIA	H.H.	7.62	H.M.	0.91	Costo unitario directo por : m3		291.81
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Mano de Obra									
470101	CAPATAZ		hh	0.10	0.0444	10.49	0.47		
470102	OPERARIO		hh	3.00	1.3333	8.40	11.20		
470103	OFICIAL		hh	2.00	0.8889	7.57	6.73		
470104	PEON		hh	12.00	5.3333	6.78	36.16		
							54.56		
Materiales									
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		bol		9.0000	20.00	180.00		
380004	HORMIGON (PUESTO EN OBRA)		m3		1.3500	30.00	40.50		
							220.50		
Equipos									
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	54.56	1.64		
490701	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"		hm	1.00	0.4444	15.00	6.67		
491011	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3		hm	1.00	0.4444	15.00	6.67		
							14.98		
Insumos Partida									
920101	AGUA PARA CONCRETOS		m3		0.1900	9.33	1.77		
							1.77		
Partida	04.03		CONCRETO CICLOPEO FC=175 Kg/cm2 + 25 % PM						
Rendimiento	20.000	m3/DIA	H.H.	5.60	H.M.	0.00	Costo unitario directo por : m3		151.42
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Mano de Obra									
170102	OPERARIO		hh	2.00	0.8000	8.40	6.72		
170103	OFICIAL		hh	2.00	0.8000	7.57	6.06		
170104	PEON		hh	10.00	4.0000	6.78	27.12		
							39.90		
Materiales									
50220	PIEDRA MEDIANA		m3		0.3000	25.00	7.50		
10000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		bol		3.6500	20.00	73.00		
80000	HORMIGON		m3		0.9700	30.00	29.10		
90500	AGUA		m3		0.1600	4.50	0.72		
							110.32		
Equipos									
70101	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	39.90	1.20		
							1.20		

Análisis de precios unitarios

Obra	0503005 OBRAS DE CRUCE : IRRIGACION BIAVO - MARGEN IZQUIERDA						Fecha	18/12/2000
Fórmula	01 PRESUPUESTO REFERENCIAL							
Partida	04.04		CONCRETO SIMPLE FC=100 Kg/cm2					
Rendimiento	10.000	m3/DIA	H.H.	9.60	H.M.	0.00	Costo unitario directo por : m3	167.43
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra								
470102	OPERARIO		hh	1.00	0.8000	8.40	6.72	
470103	OFICIAL		hh	1.00	0.8000	7.57	6.06	
470104	PEON		hh	10.00	8.0000	6.78	54.24	
							67.02	
Materiales								
050022	GRAVA CANTO RODADO		m3		0.7000	25.00	17.50	
050104	ARENA GRUESA		m3		0.5000	20.00	10.00	
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		bol		3.5000	20.00	70.00	
390500	AGUA		m3		0.2000	4.50	0.90	
							98.40	
Equipos								
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	67.02	2.01	
							2.01	
Partida	05.01		ACERO DE REFUERZO					
Rendimiento	200.000	kg/DIA	H.H.	0.08	H.M.	0.00	Costo unitario directo por : kg	3.88
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra								
470101	CAPATAZ		hh	0.10	0.0040	10.49	0.04	
470102	OPERARIO		hh	1.00	0.0400	8.40	0.34	
470103	OFICIAL		hh	1.00	0.0400	7.57	0.30	
							0.68	
Materiales								
020409	ALAMBRE NEGRO N° 16		kg		0.0800	3.96	0.32	
029742	FIERRO CORRUGADO		kg		1.0700	2.66	2.85	
							3.17	
Equipos								
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	0.68	0.03	
							0.03	
Partida	06.01		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO					
Rendimiento	10.000	m2/DIA	H.H.	3.28	H.M.	0.00	Costo unitario directo por : m2	46.87
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra								
470101	CAPATAZ		hh	0.10	0.0800	10.49	0.84	
470102	OPERARIO		hh	1.00	0.8000	8.40	6.72	
470103	OFICIAL		hh	1.00	0.8000	7.57	6.06	
470104	PEON		hh	2.00	1.6000	6.78	10.85	
							24.47	
Materiales								
320164	CLAVOS DE 3"		kg		0.4000	2.02	0.81	
320410	ALAMBRE NEGRO # 8		kg		0.3000	3.96	1.19	
430103	MADERA TORNILLO		p2		4.5000	2.50	11.25	
440210	TRIPLAY DE 4 X 8 X 19 mm		pln		0.0885	77.00	6.81	
530003	PETROLEO		gl		0.1400	8.00	1.12	
							21.18	
Equipos								
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	24.47	1.22	
							1.22	

Análisis de precios unitarios

Obra	0503005 OBRAS DE CRUCE : IRRIGACION BIAVO - MARGEN IZQUIERDA						Fecha	18/12/2000
Fórmula	01 PRESUPUESTO REFERENCIAL							
Partida	07.01 PIEDRA ASENTADA Y EMBOQUILLADA EN CONCRETO SIMPLE f'c = 175 kg/cm² - e = 0.20 m.							
Rendimiento	10.000	m2/DIA	H.H.	2.48	H.M.	0.00	Costo unitario directo por : m2	62.31
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra							
470101	CAPATAZ		hh	0.10	0.0800	10.49	0.84	
470102	OPERARIO		hh	1.00	0.8000	8.40	6.72	
470104	PEON		hh	2.00	1.6000	6.78	10.85	
							18.41	
	Materiales							
050025	PIEDRA SELECCIONADA		m3		0.2600	25.00	6.50	
219940	CONCRETO SIMPLE f'c=175 kg/cm2		m3		0.1250	291.81	36.48	
							42.98	
	Equipos							
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	18.41	0.92	
							0.92	
Partida	08.01 JUNTAS ASFALTICA PARA OBRAS DE ARTE							
Rendimiento	100.000	m/DIA	H.H.	0.32	H.M.	0.00	Costo unitario directo por : m	4.35
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra							
470103	OFICIAL		hh	1.00	0.0800	7.57	0.61	
470104	PEON		hh	3.00	0.2400	6.78	1.63	
							2.24	
	Materiales							
040000	ARENA FINA		m3		0.0020	20.00	0.04	
130006	ASFALTO RC-250		gl		0.1330	15.00	2.00	
							2.04	
	Equipos							
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	2.24	0.07	
							0.07	
Partida	08.02 WATER STOP DE PVC DE 9"							
Rendimiento	48.000	m/DIA	H.H.	0.33	H.M.	0.00	Costo unitario directo por : m	15.44
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra							
470102	OPERARIO		hh	1.00	0.1667	8.40	1.40	
470104	PEON		hh	1.00	0.1667	6.78	1.13	
							2.53	
	Materiales							
306506	JUNTA INPER WATER STOP NEOPRENE 9"		m		1.0500	12.25	12.86	
							12.86	
	Equipos							
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		2.0000	2.53	0.05	
							0.05	
Partida	08.03 TECNOPOR E = 1"							
Rendimiento	24.000	m2/DIA	H.H.	0.70	H.M.	0.00	Costo unitario directo por : m2	33.14
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra							
470101	CAPATAZ		hh	0.10	0.0333	10.49	0.35	
470102	OPERARIO		hh	1.00	0.3333	8.40	2.80	
470103	OFICIAL		hh	1.00	0.3333	7.57	2.52	
							5.67	
	Materiales							
291263	TECKNOPORT E= 1"		m2		1.0500	26.00	27.30	
							27.30	
	Equipos							
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	5.67	0.17	
							0.17	

Análisis de precios unitarios

Obra 0503005 OBRAS DE CRUCE : IRRIGACION BIAVO - MARGEN IZQUIERDA
Fórmula 01 PRESUPUESTO REFERENCIAL Fecha 18/12/2000

Partida 08.04 ALCANTARILLA TMC Ø=36" C=14
Rendimiento 10.000 m/DIA H.H. 6.40 H.M. 0.00 Costo unitario directo por : m 334.18

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
70101	CAPATAZ	hh	1.00	0.8000	10.49	8.39
70103	OFICIAL	hh	1.00	0.8000	7.57	6.06
70104	PEON	hh	6.00	4.8000	6.78	32.54
						46.99
Materiales						
91436	ALCANTARILLA METALICA Ø=36" C=14	m		1.0000	250.00	250.00
20108	FLETE DE ALCANTARILLA	kg		53.6000	0.65	34.84
						284.84
Equipos						
70101	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	46.99	2.35
						2.35

Partida 08.05 ALCANTARILLA TMC Ø=48" C=12
Rendimiento 8.000 m/DIA H.H. 8.00 H.M. 0.00 Costo unitario directo por : m 474.54

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
70101	CAPATAZ	hh	1.00	1.0000	10.49	10.49
70103	OFICIAL	hh	1.00	1.0000	7.57	7.57
70104	PEON	hh	6.00	6.0000	6.78	40.68
						58.74
Materiales						
91248	ALCANTARILLA METALICA Ø=48" C=12	m		1.0000	350.00	350.00
320108	FLETE DE ALCANTARILLA	kg		96.7000	0.65	62.86
						412.86
Equipos						
70101	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	58.74	2.94
						2.94

Partida 08.06 TUBERIA DE PVC SAL 2"
Rendimiento 20.000 m/DIA H.H. 1.24 H.M. 0.00 Costo unitario directo por : m 11.46

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
70101	CAPATAZ	hh	0.10	0.0400	10.49	0.42
70102	OPERARIO	hh	1.00	0.4000	8.40	3.36
70104	PEON	hh	2.00	0.8000	6.78	5.42
						9.20
Materiales						
04611	PEGAMENTO PARA PVC AGUA FORDUIT	gl		0.0030	25.00	0.08
30107	TUBERIA PVC SAL 2" X 3 m	pza		0.3500	5.43	1.90
						1.98
Equipos						
70101	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	9.20	0.28
						0.28

Partida 08.07 TUBERIA DIAMETRO 3/4" PVC SAP
Rendimiento 30.000 m/DIA H.H. 0.29 H.M. 0.00 Costo unitario directo por : m 3.77

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
70101	CAPATAZ	hh	0.10	0.0267	10.49	0.28
70103	OFICIAL	hh	1.00	0.2667	7.57	2.02
						2.30
Materiales						
02291	TUBERIA PVC SAP 3/4" X 5 m	und		0.2000	7.00	1.40
						1.40
Equipos						
70101	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	2.30	0.07
						0.07

Presupuesto

Obra 0503005 OBRAS DE CRUCE : IRRIGACION BIAVO - MARGEN IZQUIERDA
Fórmula 01 PRESUPUESTO REFERENCIAL
Cliente UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN Costo al 18/12/2000
Departamento SAN MARTIN Provincia BELLAVISTA Distrito ALTO BIAVO

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01.00	OBRAS PROVISIONALES						
01.01	INSTALACION DE CAMPAMENTO	gib	1.00	8,500.00	8,500.00		
01.02	CARTEL DE OBRA DE 5.40 m X 3.60 m	und	1.00	1,033.09	1,033.09		
01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE MAQUINARIA Y EQUIPO	est	1.00	6,720.00	6,720.00		16,253.09
02.00	OBRAS PRELIMINARES						
02.01	TRAZO Y REPLANTEO PARA OBRAS DE ARTE	m2	3,475.21	775.59	2,695,338.12		2,695,338.12
03.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
03.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN TIERRA SUELTA	m3	303.11	26.31	7,974.82		
03.02	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS A MAQUINA EN TIERRA SUELTA	m3	3,260.77	6.52	21,260.22		
03.03	RELLENO COMPACTADO MANUAL PARA ESTRUCTURAS CON MATERIAL PROPIO	m3	1,189.69	51.81	61,637.84		
03.04	BASE DE MATERIAL GRANULAR	m3	39.28	89.46	3,513.99		94,386.87
04.00	CONCRETOS						
04.01	CONCRETO SIMPLE FC=210 Kg/cm2	m3	221.56	321.16	71,156.21		
04.02	CONCRETO SIMPLE FC=175 Kg/cm2	m3	41.85	291.81	12,212.25		
04.03	CONCRETO CICLOPEO FC=175 Kg/cm2 + 25 % PM	m3	102.65	151.42	15,543.26		
04.04	CONCRETO SIMPLE FC=100 Kg/cm2	m3	42.99	167.43	7,197.82		106,109.54
05.00	ACERO DE REFUERZO						
05.01	ACERO DE REFUERZO	kg	12,030.37	3.88	46,677.84		46,677.84
06.00	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO						
06.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,019.55	46.87	47,786.31		47,786.31
07.00	ALBAÑILERIA						
07.01	PIEDRA ASENTADA Y EMBOQUILLADA EN CONCRETO SIMPLE f'c = 175 kg/cm² - e = 0.20 m.	m2	186.00	62.31	11,589.66		11,589.66
08.00	VARIOS						
08.01	JUNTAS ASFALTICA PARA OBRAS DE ARTE	m	35.90	4.35	156.17		
08.02	WATER STOP DE PVC DE 9"	m	35.90	15.44	554.30		
08.03	TECNOPOR E = 1"	m2	5.00	33.14	165.70		
08.04	ALCANTARILLA TMC 0=36" C=14	m	103.68	334.18	34,647.78		
08.05	ALCANTARILLA TMC 0=48" C=12	m	38.88	474.54	18,450.12		
08.06	TUBERIA DE PVC SAL 2"	m	2.60	11.46	29.80		
08.07	TUBERIA DIAMETRO 3/4" PVC SAP	m	8.00	3.77	30.16		54,034.03
	COSTO DIRECTO						3,072,175.46
	GASTOS GENERALES						368,661.06
	UTILIDADES						0.00
	COSTO TOTAL						3,748,054.06
	IGV (18%)						674,649.73
	TOTAL PRESUPUESTO						4,422,703.79

SON : CUATRO MILLONES CUATROCIENTOS VEINTIDOS MIL SETECIENTOS TRES Y 79/100 NUEVOS SOLES

Precios y cantidades de insumos requeridos

Obra 0503005 OBRAS DE CRUCE : IRRIGACION BIAVO - MARGEN IZQUIERDA
Fórmula 01 PRESUPUESTO REFERENCIAL
Fecha 18/12/2000

Código	Descripción insumo	Unidad	Precio	Cant. Requerida	Parcial	Presupuestado
MANO DE OBRA						
470032	TOPOGRAFO	hh	10.07	39,716.79	399,948.08	399,961.92
470101	CAPATAZ	hh	10.49	585.52	6,142.10	6,122.36
470102	OPERARIO	hh	8.40	1,946.06	16,346.90	16,395.12
470103	OFICIAL	hh	7.57	42,721.75	323,403.65	323,359.91
470104	PEON	hh	6.78	130,244.84	883,060.02	883,062.26
					1,628,900.75	1,628,901.57
MATERIALES						
020164	CLAVOS DE 3"	kg	2.02	1,276.62	2,578.77	2,598.20
020207	CLAVOS DE ACERO CON CABEZA DE 3/4"	kg	2.02	2.00	4.04	4.04
020409	ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	3.96	962.43	3,811.22	3,849.72
020410	ALAMBRE NEGRO # 8	kg	3.96	305.87	1,211.25	1,213.26
021015	PERNOS HEXAGONALES DE 3/4" X 6" INCLUYE TUERCA	und	3.50	12.00	42.00	42.00
029742	FIERRO CORRUGADO	kg	2.66	12,872.50	34,240.85	34,286.55
040000	ARENA FINA	m3	20.00	0.07	1.40	1.44
050022	GRAVA CANTO RODADO	m3	25.00	30.09	752.25	752.33
050025	PIEDRA SELECCIONADA	m3	25.00	48.36	1,209.00	1,209.00
050104	ARENA GRUESA	m3	20.00	21.50	430.00	429.90
050220	PIEDRA MEDIANA	m3	25.00	30.80	770.00	769.88
091248	ALCANTARILLA METALICA 0=48" C=12	m	350.00	38.88	13,608.00	13,608.00
091436	ALCANTARILLA METALICA 0=36" C=14	m	250.00	103.68	25,920.00	25,920.00
130006	ASFALTO RC-250	gl	15.00	4.77	71.55	71.80
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	bol	20.00	3,117.39	62,347.80	62,347.75
210092	CEMENTO PORTLAND TIPO I (EN FABRICA) S-PUB	bol	20.00	1.20	24.00	24.00
219940	CONCRETO SIMPLE f'c=175 kg/cm2	m3	291.81	23.25	6,784.58	6,785.28
291263	TECKNOPORT E= 1"	m2	26.00	5.25	136.50	136.50
300101	CAL HIDRATADA DE 30 Kg	bol	8.50	579.32	4,924.22	4,934.80
301612	PLASTIFICANTE PLASTIMENT VZ - 95	kg	4.02	328.68	1,321.29	1,320.50
301912	ANTISOL 95	kg	5.50	136.46	750.53	751.09
304611	PEGAMENTO PARA PVC AGUA FORDUIT	gl	25.00	0.01	0.25	0.21
306506	JUNTA INPER WATER STOP NEOPRENE 9"	m	12.25	37.70	461.83	461.67
320029	FLETE TRANSPORTE LOCAL	kg	0.65	51.00	33.15	33.15
320108	FLETE DE ALCANTARILLA	kg	0.65	9,316.95	6,056.02	6,056.21
380000	HORMIGON	m3	30.00	99.57	2,987.10	2,987.12
380002	HORMIGON DE RIO	m3	30.00	47.14	1,414.20	1,414.08
380004	HORMIGON (PUERTO EN OBRA)	m3	30.00	356.09	10,682.70	10,682.51
390500	AGUA	m3	4.50	25.02	112.59	112.60
391319	INSTALACION DE CAMPAMENTO	glb	8,500.00	1.00	8,500.00	8,500.00
430025	MADERA NACIONAL PARA ENCOFRADO Y CARPINTERIA	p2	2.50	146.00	365.00	365.00
430103	MADERA TORNILLO	p2	2.50	178,348.48	445,871.20	445,871.19
440210	TRIPLAY DE 4 X 8 X 19 mm	pln	77.00	90.23	6,947.71	6,943.14
440325	TRIPLAY DE 6 mm	m2	8.51	20.16	171.56	171.56
530003	PETROLEO	gl	8.00	142.74	1,141.92	1,141.90
540242	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gl	35.00	1.00	35.00	35.00
541190	PINTURA ESMALTE	gl	35.00	43.44	1,520.40	1,529.09
720291	TUBERIA PVC SAP 3/4" X 5 m	und	7.00	1.60	11.20	11.20
730107	TUBERIA PVC SAL 2" X 3 m	pza	5.43	0.91	4.94	4.94
					647,256.02	647,376.61
EQUIPOS						
481295	CAMION CISTERNA 2,000 gl	hm	90.00	5.21	468.90	468.55
481307	CAMION PLATAFORMA 20 TN	hm	140.00	48.00	6,720.00	6,720.00
490301	COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO PLANCHA 4 HP	hm	15.00	1,228.97	18,434.55	18,434.55
490423	RETROEXCAVADOR SOBRE ORUGA 115-165 HP 0.75-1.4 Y	hm	205.00	87.06	17,847.30	17,836.41
490701	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	hm	15.00	117.06	1,755.90	1,756.95
491011	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3	hm	15.00	117.06	1,755.90	1,756.95
491903	NIVEL TOPOGRAFICO CON TRIPODE	he	5.90	39,716.79	234,329.06	234,333.41
498803	TEODOLITO	hm	10.94	39,716.79	434,501.68	434,505.51
352					715,813.29	715,812.33

Precios y cantidades de insumos requeridos

Obra 0503005 OBRAS DE CRUCE : IRRIGACION BIAVO - MARGEN IZQUIERDA
Fórmula 01 PRESUPUESTO REFERENCIAL
Fecha 18/12/2000

Código	Descripción insumo	Unidad	Precio	Cant. Requerida	Parcial	Presupuestado
				SUB-TOTAL	2,991,970.06	2,992,090.51
				INSUMOS COMODIN EQUIPOS		
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo				80,085.88
					0.00	80,085.88
				SUB-TOTAL	0.00	80,085.88
				TOTAL	2,991,970.06	3,072,176.39
				MONTO PARTIDAS ESTIMADAS		0.00

3,072,176.39

La columna parcial es el producto del precio por la cantidad requerida; y en la última columna se muestra el Monto Real que se está utilizando

Fórmula polinómica

Obra 0503005 OBRAS DE CRUCE : IRRIGACION BIAVO - MARGEN IZQUIERDA
Fórmula 01 PRESUPUESTO REFERENCIAL
Fecha presupuesto 18/12/2000 Ubicación Geoográfica 220202 ALTO BIAVO

Monomio	Factor	Porcentaje (%)	Símbolo	Índice	Descripción
1	0.368	100.00	J	47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES
2	0.141	11.35		21	CEMENTO PORTLAND TIPO I
	0.141	15.60		30	DOLAR (GENERAL PONDERADO)
	0.141	73.05	V	43	MADERA NACIONAL PARA ENCOF. Y CARPINT.
	0.180	100.00	EQ	49	MAQUINARIA Y EQUIPO IMPORTADO
4	0.311	100.00	GGU	39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR

$K = 0.368 \cdot (J_r / J_o) + 0.141 \cdot (V_r / V_o) + 0.18 \cdot (E_{Qr} / E_{Qo}) + 0.311 \cdot (GGU_r / GGU_o)$

CUADRO No. II-1

TESIS: DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE CRUCE M.I. IRRIGACION BIAVO

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (Periodo años 1964 - 1999)

ESTACIÓN: CO "BELLAVISTA"

PROVINCIA: BELLAVISTA

LATITUD : 07°03'

LONGITUD : 76°33'

ALTITUD : 247 m.s.n.m.

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL.	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	63,9	73,6	100,4	225,7	48,2	59,7	8,6	73,6	41,5	129,4	90,7	58,8
1965	117,7	81,2	103,9	84,2	70,2	116	34,3	46,1	34,7	93	60	27,9
1966	33,3	83,1	65,3	63,9	77,8	24,3	11,9	100,5	125,5	67,4	107,9	64,3
1967	97,2	85,1	99,9	195,7	71,1	40,5	27,9	30	40,2	68,7	88,6	77
1968	79,9	104,9	45	115,2	91,6	32,4	46	146,7	82,2	57,8	60,1	80,7
1969	70,9	120,6	94,4	118,9	19,2	70,4	4	63,6	54,9	125,4	155,3	20,4
1970	194,3	45,8	146,7	105,5	77,5	52,4	69,7	14,7	101,2	46,7	129,9	60,5
1971	12,5	143,2	79,3	211,3	38,8	81,9	30,6	55,6	57,3	96,2	105	23,6
1972	142,1	130,1	97	42,5	138	52,7	13,5	62,2	123,4	124,5	36,9	68,5
1973	117,7	115,7	137,9	101,9	28,5	69,1	20,6	77,6	74	94,8	39,1	31,2
1974	25,7	49,8	80	173,6	41	65,9	42,6	72,3	55,2	102,5	75,9	50,7
1975	99,8	97,1	104,5	57,4	104,2	60,9	108,2	51,9	49,2	58,5	61,1	42,8
1976	155,4	66,7	45,8	135,7	52,1	41	0	75,1	55,8	154,5	69,7	54,5
1977	8,5	116,5	165,3	72,1	79,2	52,8	0	75,1	41,2	98,5	77	61,6
1978	77,7	97,6	163,4	189	53	11,8	77,1	30,7	87,4	95,6	114	59
1979	50,1	56,8	208,4	104,5	22,2	19,4	59,8	41,3	76,7	170,7	114,7	8
1980	70,4	29,8	188,4	77,1	6,5	83	87,3	85,3	24,7	124,1	32,5	142,5
1981	80,5	140,9	95,1	36	101,6	30,3	63,5	86,9	62,2	69,8	73,2	76,2
1982	87,9	107,5	118,6	372,2	130,2	76,2	64	50,3	64,6	112,8	147,7	64
1983	33,3	161,7	117,5	222,9	109	61,9	41,8	72,5	122,8	169,9	194,3	99,5
1984	70,4	104,3	192,2	192,2	252	129,2	49,2	139,8	63	74,3	72	46,9
1985	122,8	121,8	284,3	167,8	123,3	41,3	80,5	150,9	76,2	124,9	132,3	53,4
1986	105,9	103,8	164,6	136,1	83,1	30,1	59,8	85,7	102,2	196,4	76,7	122,3
1987	155,1	155,1	132,9	131,8	323,5	113,8	175,2	95,8	122,3	104,3	157,2	58,7
1988	91	123,3	159,4	136,2	147,7	55,6	36,5	76,7	138,2	124,4	124,4	147,7
1989	144,5	153	77,8	122,3	89,5	229	35,4	95,8	100	218,7	93,7	30,15
1990	102,2	148,8	140,3	156,2	146,6	151,4	82	82	113,4	130,8	164,6	138,2
1991	38,6	103,2	201,7	124,4	69,9	52,4	55,6	106,4	66,2	119,1	87,3	32,3
1992	95,8	87,9	212,83	108	132,9	142,9	82,6	92,6	113	98,6	56,6	92,3
1993	119,1	196,4	279	74,6	45,7	105,3	60,9	40,7	54,5	69,3	111,7	39,7
1994	58,1	82,9	185,1	152,7	14,5	219,6	156,8	82,2	117,3	97,2	197,4	111,6
1995	43,9	44,5	253,4	25,1	30,1	18,1	16,8	22,7	51,8	104,2	64,1	96,6
1996	41,8	124,9	92,9	87	66	11,8	63,6	71,4	23,7	137,9	32,6	93,4
1997	27,7	108,6	49,1	35,6	35,9	0,7	9,4	56,7	90,6	147,8	45	112,8
1998	22,5	98,4	157,9	43,8	165,8	67,2	33,5	47,1	78,5	252	38,2	149,6
1999	242,3	210,3	46,6	116,6	165,8	79,9	38,5	46,6	89,5	38,2	117,1	154,5

Fuente: SENAMHI, SAN MARTIN

CUADRO No. II-2

TESIS: DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE CRUCE M.I. IRRIGACION BIAVO

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (Periodo años 1964 - 1999)

ESTACIÓN: CO "LA UNIÓN"

PROVINCIA: BELLAVISTA

LATITUD : 07°11'

LONGITUD : 76°30'

ALTITUD : 265 m.s.n.m.

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL.	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1975	149,7	40,2	151,8	123,5	76,4	67,7	43,6	23,2	79,8	59,5	52,2	73,6
1976	90,4	79,8	28,4	176,8	34,8	36,4	3,9	60,7	38,6	74,1	107,1	57,5
1977	80,4	153,8	64,1	58,8	94,1				92,6	74,9	234,7	53,7
1978	126	43,9	202,7	241,7	42,2	17,4	55,2	17,1	81,6	109,6	105,3	21,7
1979	56,5	42,2	179,1	69,4	49,2	40,2	93,8	54	161,4	131,2	161,5	40,7
1980	46,4	53,7	178,4	79,8	23,6	76,4	49,6	32,6	51,2	73,8	35,7	148,1
1993			285,5	90,3	48,7	92,6	46	51,4	37,72	42,6	63,1	41,4
1994	14,5	41,6	131,4	134,2	33,4	59,9	49,8	35,3	19	161,3	203,7	161,5
1995	48,9	100,9	304,4	74,5	23,9	41,8	67	10,8	76,9	121,9	84,7	91,1
1996	50	111,2	157,1	75,1	37,5	19,8	24,4	75,9	121,1	125,3	46,3	91,5
1997	26,9	174	54,8	84,2	154,5	2,9	56,1	38,4	59	24,1	67,4	83,8
1998	33,6	88	73,1	67,6	62,4	114	63,7	38,9	117,8	131,3	54,3	94,8
1999	111,6	160,4	41,6	125,4	137,1	107,5	42,2	37,9	103,7	56	62,2	127,2

Fuente: SENAMHI, SAN MARTIN

CUADRO N° II -3

Tesis : Diseño Hidraulico y Estructural de las Obras de Arte de cruce, M.I Irrigación Biavo

TEMPERATURAS, HUMEDAD RELATIVA, RADIACION SOLAR, HORAS DE SOL, PRECIPITACION, Y EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL

(Periodo años 1964 - 1999)

PARAMETRO	UNIDAD	M E S E S												ANUAL	
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL	MEDIA
Temperatura máxima	°C	34,55	34,00	32,80	32,60	32,55	32,30	32,65	34,15	34,40	33,95	34,25	33,85	402,05	33,50
1997/99		34,20	33,80	32,80	32,60	32,30	32,90	33,20	34,60	34,60	34,50	34,40	34,00	403,90	33,66
1964/79		34,90	34,20	32,80	32,60	32,80	31,70	32,10	33,70	34,20	33,40	34,10	33,70	400,20	33,35
Temperatura mínima	°C	21,20	21,30	21,05	21,10	20,45	19,80	19,15	18,95	20,25	20,75	21,25	21,05	246,30	20,53
1997/99		22,20	22,10	21,80	21,60	21,50	20,70	20,30	19,60	21,00	21,30	22,20	22,30	256,60	21,38
1964/79		20,20	20,50	20,30	20,60	19,40	18,90	18,00	18,30	19,50	20,20	20,30	19,80	236,00	19,67
Temperatura promedio	°C	27,88	27,65	26,93	26,85	26,50	26,05	25,90	26,55	27,33	27,35	27,75	27,45	324,18	27,01
Temperatura media	°C	27,00	26,75	26,40	26,15	25,80	25,70	25,40	25,90	26,40	26,75	27,10	27,25	316,60	26,38
1997/99		27,30	26,80	26,70	26,40	25,90	26,00	25,80	26,30	27,00	27,10	27,40	27,40	320,10	26,68
1964/79		26,70	26,70	26,10	25,90	25,70	25,40	25,00	25,50	25,80	26,40	26,80	27,10	313,10	26,09
Humedad relativa media	%	78,50	79,85	82,15	83,50	83,50	82,00	80,65	79,50	78,35	79,00	78,65	78,15	963,80	80,32
1997/99		79,00	81,70	83,30	84,00	84,00	82,00	80,30	78,00	77,70	80,00	79,30	79,30	968,60	80,72
1966/77		78,00	78,00	81,00	83,00	83,00	82,00	81,00	81,00	79,00	78,00	78,00	77,00	959,00	79,92
Radiación solar en la estación	mm/día	4,30	4,10	4,00	4,70	5,40	4,80	6,40	6,20	5,70	5,90	5,70	5,00	62,20	5,18
N° de horas de sol media	Horas/Día	4,44	4,06	3,97	4,54	5,25	5,72	6,05	6,05	5,54	5,68	5,50	5,11	61,88	5,16
1997/99		4,23	4,19	4,06	4,84	5,59	6,44	6,80	6,32	5,84	6,10	5,86	4,99	65,26	5,44
1976/79		4,65	3,93	3,87	4,23	4,90	5,00	5,29	5,77	5,23	5,26	5,13	5,23	58,49	4,87
	Hora/mes	137,64	113,68	123,07	136,20	162,75	171,60	187,55	187,55	166,20	176,08	165,00	158,41	1 885,73	157,14
Precipitación	mm/mes	85,96	107,45	135,75	125,52	87,42	70,64	54,34	73,18	77,09	113,86	93,16	73,65	1 098,02	91,50
1964/99															
Evapotranspiración potencial	mm/mes	123,36	104,88	106,50	112,64	115,27	111,40	161,30	163,91	146,24	144,58	147,12	136,12	1 573,32	131,11
	mm/día	3,98	3,75	3,44	3,75	3,72	3,71	5,20	5,29	4,87	4,66	4,99	4,39	51,66	4,31

CUADRO No. II-4

TESIS: DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE CRUCE M.I. IRRIGACION BIAVO
 ESTUDIO CLIMATOLÓGICO EN EL ÁMBITO DEL PROYECTO
 PROMEDIOS DE DIAS DE LLUVIA MENSUAL Y
 PROMEDIO DE VOLUMEN DE PRECIPITACIÓN POR DIAS DE LLUVIA
 1964-1999

ESTACION METEOROLOGICA		PROMEDIOS	UNIDAD	M E S E S												TOTAL ANUAL (m.m.)
				ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
1	BELLAVISTA	Precipitación Total Mensual	(mm)	85,96	107,45	135,75	125,52	87,42	70,64	54,34	73,18	77,09	113,86	93,16	73,65	1098,02
	CO	Número de Días por Mes		8	7	9	8	8	6	5	5	7	8	7	5	83
	PERIODO 1965-1999	Precipitación por Día de Lluvia		10	13	13	14	8	9	8	13	10	12	12	11	11
2	LA UNIÓN	Precipitación Total Mensual	(mm)	69,58	90,81	142,49	107,77		56,38	49,86	39,86	80,03	91,2	99,02	83,58	973,31
	CO	Número de Días por Mes		8	7	11	12		6	6	6	9	9	11	8	99
	PERIODO 1975-1999	Precipitación por Día de Lluvia		10	10	12	14	7	8	8	6	10	10	11	8	10

FUENTE: SENAMI

TESIS: Cálculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

CUADRO N° II – 6

**ESTACIONES METEOROLOGICAS EXISTENTES EN LA ZONA Y CUENCAS ALEDAÑAS
1984**

	NOMBRE DE LA ESTACION	TIPO	ENTIDAD OPERADORA	UBICACION GEOGRAFICA		ALTITUD	CUENCA	PERIODO DE REGISTRO
				LATITUD S	LONGITUD W			
1	Balsapuerto	PLU	SENAMHI	05° 51'	76° 35'	200	Cachiyacu	1965 – 73
2	Yurimaguas	S	SENAMHI	05° 32'	76° 07'	184	Huallaga	1950 – 79
3	San Román	CP	SENAMHI	05° 55'	76° 08'	184	Shanusi	1969 – 80
4	Yuracyacu	PLU	SENAMHI	05° 57'	77° 12'	850	Yuracyacu	1963 – 76
5	Moyobamba	S	SENAMHI	06° 02'	76° 58'	860	Mayo	1959 – 78
6	Sucshuyacu	PLU	SENAMHI	06° 03'	75° 52'	190	Huallaga	1964 – 77
7	Rioja	CO	SENAMHI	06° 04'	77° 09'	848	Tonchima	1963 – 78
8	Jepelacio	PLU	SENAMHI	06° 07'	76° 58'	860	Mayo	1965 – 78
9	Shanusi	PLU	SENAMHI	06° 07'	76° 17'	280	Shanusi	1965 – 80
10	Soritor	PLU	SENAMHI	06° 08'	77° 06'	635	Mayo	1965 – 78
11	Pelejo	PLU	SENAMHI	06° 13'	75° 48'	190	Huallaga	1964 – 80
12	Roque	PLU	SENAMHI	06° 21'	76° 47'	1,100	Sisa	1967 – 80
13	Navarro	CO	SENAMHI	06° 21'	75° 45'	195	Huallaga	1964 – 80
14	Pongo de Cainarachi	PLU	SENAMHI	06° 21'	76° 17'	210	Cainarachi	1964 – 80
15	San Antonio	PLU	SENAMHI	06° 22'	76° 20'	510	Cumbaza	1964 – 80
16	Tabalosos	PLU	SENAMHI	06° 25'	76° 39'	1,050	Mayo	1963 – 79
17	Lamas	CO	SENAMHI	06° 27'	76° 32'	835	Mayo	1964 – 80
18	Cuñumbuque	PLU	SENAMHI	06° 31'	76° 31'	830	Mayo	1964 – 80
19	Tarapoto	S	SENAMHI	06° 31'	76° 23'	356	Cumbaza	1951 – 78
20	Chazuta	PLU	SENAMHI	06° 37'	76° 11'	260	Huallaga	1964 – 80
21	San José de Sisa	CO	SENAMHI	06° 37'	76° 42'	900	Sisa	1964 – 80
22	Porvenir	CP	INIPA	06° 38'	76° 21'	330	Cumbaza	1964 – 80
23	Sauce	CO	SENAMHI	06° 41'	76° 15'	850	Lag. Sauce	1964 – 73
24	Pilluana	PLU	SENAMHI	06° 48'	76° 19'	302	Huallaga	1964 – 80
25	San Pablo	PLU	SENAMHI	06° 48'	76° 35'	400	Sisa	1968 – 80
26	Picota	PLU	SENAMHI	06° 54'	76° 23'	306	Huallaga	1964 – 80
27	Tingo de Ponaza	PLU	SENAMHI	06° 56'	76° 18'	400	Huallaga	1964 – 80
28	Saposa	PLU	SENAMHI	06° 56'	76° 46'	324	Saposa	1967 – 80
29	Bellavista	CO	SENAMHI	07° 01'	76° 36'	312	Huallaga	1964 – 80
30	Sacanche	PLU	SENAMHI	07° 02'	76° 46'	320	Saposa	1964 – 80
31	Dos de Mayo	PLU	SENAMHI	07° 02'	77° 08'	580	Huallabamba	1964 – 80
32	Nuevo Lima	PLU	SENAMHI	07° 04'	76° 31'	350	Huallaga	1964 – 80
33	Juanjui	S	SENAMHI	07° 08'	76° 44'	500	Huallaga	1964 – 78
34	La Unión	CO	SENAMHI	07° 09'	76° 33'	500	Biabo	1971 – 80
35	Pachiza	CO	SENAMHI	07° 17'	76° 47'	328	Huallaga	1964 – 80
36	Sheple	PLU	SENAMHI	07° 29'	76° 51'	900	Huallabamba	1964 – 80

TESIS: CALCULO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE CRUCE , MARGEN IZQUIERDA IRRIGACIÓN BIAVO

CUADRO N° II - 7

PRECIPITACIÓN TOTAL ANUAL Y MEDIA MULTIANUAL

(mm)

PERIODO 1965 - 1974

1984

NOMBRE DE LA ESTACION		PRECIPITACION TOTAL ANUAL															PRECIPITACION MEDIA MULTIANUAL
		1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	
1	Balsapuerto	2,390	1,998 **	2,811	1,905 **	2,716	4,329	5,397	3,397	2,355 **	2,021 **	1,863 **	1,918 **	2,717 **	2,613 **	2,393 **	2,721
2	Yurimaguas	1,784	1,964	2,251	2,471	2,115	2,246	2,060	1,871	2,382	1,818	2,117	2,273	2,231	2,242	2,393	2,148
3	San Ramón	1,774 *	2,035 *	1,904 *	1,624 *	2,237	2,299	1,976	2,219	2,071	1,560	2,068	2,397	2,523	2,516	2,329	2,102
4	Yuracyacu	1,068	1,093	1,443	1,284	1,218	1,388	1,345	1,301	1,288	1,562	1,357	1,216	1,749 **	1,788 **	1,804 **	1,394
5	Moyobamba	2,319	1,466	1,761	1,644	1,638	1,623 **	1,489	1,550	1,309	1,375	1,590	1,221	1,478	1,687 *	1,723 *	1,592
6	Sucshuyacu	1,685	1,910	1,787	1,525	1,947	2,449	1,546	2,828	3,351	2,784	2,320	1,197	3,436	3,334	3,086	2,344
7	Rioja	1,279	1,284	1,358	1,650	1,674	1,340	1,724	1,642	1,437	3,071	1,846	1,543	1,577	1,687 **	1,926 **	1,669
8	Jepelacio	1,416	1,144	1,493	1,425	1,377	1,811	1,906	1,805	1,548	1,834	1,600	1,347	1,971	1,768 *	1,806 *	1,617
9	Shanusi	1,942	2,049	2,152	2,535	1,853	1,492	2,272	2,245	1,643	1,720	1,708	2,159	2,191	1,990	1,763	1,968
10	Soritor	1,580	1,656	1,420	1,797	1,954	2,025	2,107	1,693	1,797	2,075	2,024	2,392	2,587	2,087 *	2,129 *	1,965
11	Pelejo	1,909	1,845	2,214	2,401	1,923	1,973	1,869	3,420	2,190	1,748	2,168	1,953	625	2,087	1,339	1,978
12	Roque	1,023 **	807 **	898 **	977	766	876	975	914	955	951	991	816	1,223	1,099	1,139	961
13	Navarro	1,954	2,423	2,207	1,958	1,633	1,823	1,898	2,703	2,203	1,954	2,023	1,719	1,803	2,450	1,674	2,022
14	Pongo de Cinarachi	2,857	4,268	4,297	4,309	3,012	3,238	4,146	3,598	4,258	3,384	2,331	3,548	2,947	4,714	4,603	3,701
15	San Antonio	1,950	2,014	1,847	1,824	1,626	1,704	1,969	2,071	2,397	2,064	2,359	1,769	2,354	1,900	2,211	2,004
16	Tabalosos	1,518 **	1,233 **	792	1,472	1,186	1,491	1,175	1,152	1,186	1,239	1,328	1,239	1,346	1,156	1,368	1,269
17	Lamas	2,591	1,765	1,387	1,228	1,372	1,529	1,177	1,630	1,356	1,480	1,596	1,352	1,622	1,404	1,471	1,531
18	Cuñumbuque	980	940	1,021	963	954	1,116	1,388	1,330	1,243	1,046	1,031	1,197	1,323	1,190	1,169	1,125
19	Tarapoto	1,237	1,018	1,262	1,393	1,025	1,201	1,054	1,497	1,360	1,464	1,184	1,080	1,287	1,176 **	1,252 **	1,233
20	Chazuta	813	1,384	1,601	1,398	1,394 **	1,642 **	1,893	2,082	1,721	1,562	1,908	1,418	1,253	1,487	1,621	1,538
21	San José de Sisa	1,720	1,532	2,593	1,071	1,355	1,564	1,158	1,534	1,316	881	605	1,209	1,509	1,460 *	1,540	1,409
22	Porvenir	1,088	1,065	1,026	1,233	1,152	1,095	1,071	1,356	1,130	1,057	953	974	1,052	1,021	1,029	1,087
23	Sauce	2,073	1,548	1,427	1,817	1,636	2,117	917	1,570	1,319	1,024	888	456	848	1,129	1,246	1,334
24	Pilluana	817	875	790	992	741	1,105	708	856	982	780	962	929	867	837	838	872
25	San Pablo	989 **	932 **	978 **	1,324	1,040	1,434	1,205	1,293	1,454	972	1,309	1,319	1,345	1,763	1,271	1,242
26	Picota	852	851	828	1,005	789	1,107	745	867	792	729	814	1,004	884	716	1,088	857
27	Tingo de Ponaza	855	1,056	1,006	1,092	961	1,041	947	970	1,121	888	807	825	1,278	1,020	878	983
28	Seposoa	1,054	1,096	1,266	1,659	1,327	1,618	1,705	1,779	1,726	1,541	1,636	1,631	1,985	1,460	1,434	1,526
29	Bellavista	685	825	917	912	948	1,055	935	1,031	848	835	895	915	821	1,082	963	911
30	Sacanche	992	1,056	923	1,616	2,053	1,431	1,200	1,094	1,148	1,027	1,071	1,309	1,630	1,228	1,291	1,271
31	Dos de Mayo	1,116	1,445	1,348	1,220	1,523	3,094	2,085	2,060	2,382	2,614	2,148	2,744	3,314	3,277	2,492	2,191
32	Nuevo Lima	791	572	729	1,030	949	1,091	1,572	1,055	1,659	1,353	2,146	1,538	1,768	1,190	1,479	1,261
33	Juanjui	1,377	1,632	1,636	1,428	1,607	1,827	1,570	1,517	1,489	1,412	1,513	1,635	1,687	1,936	2,083	1,623
34	La Unión	739 **	1,041 **	1,065 **	1,079 **	1,164 **	1,424 **	1,351	1,200 **	993 **	897 **	941	788	1,011 **	1,064	1,082	1,056
35	Pachiza	1,441	1,522	1,474	1,500	1,681	2,143	1,696	1,699	1,837	1,477	1,847	1,821	1,935	2,029	2,108	1,747
36	Shepte	1,364	1,334	1,380	1,384	1,388	2,059	1,611	1,720	1,830	807	1,785	1,778	1,904	2,456	2,311	1,674

INDICA VALORES: ESTIMADOS POR REGRESIÓN : ESTIMADOS CON EL MÉTODO DE LA RAZÓN DE VALORES NORMALES

FUENTE: ONERN (REFERENCIA BIBLIOGRAFÍA N°2)

TESIS: CALCULO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE CRUCE , MARGEN IZQUIERDA IRRIGACIÓN BIAVO

CUADRO N° II - 8

PRECIPITACIÓN TOTAL ANUAL Y MEDIA MULTIANUAL

(mm)

PERIODO 1965 - 1974

1984

	NOMBRE DE LA ESTACION	PRECIPITACION TOTAL ANUAL															PRECIPITACION MEDIA MULTIANUAL
		1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	
1	Balsapuerto	2,390	1,998 **	2,811	1,895 **	2,716	4,329	5,397	3,997	2,355 **	2,021 **	1,863 **	1,918 **	2,717 **	2,613 **	2,393 **	2,721
2	Yurimaguas	1,784	1,984	2,251	2,471	2,115	2,246	2,060	1,871	2,382	1,818	2,117	2,273	2,231	2,242	2,393	2,148
3	San Ramon	1,774 *	2,035 *	1,904 *	1,624 *	2,237	2,299	1,976	2,219	2,071	1,560	2,068	2,397	2,523	2,516	2,329	2,102
4	Yurayacu	1,068	1,093	1,443	1,284	1,218	1,388	1,345	1,301	1,288	1,562	1,357	1,216	1,749 **	1,788 **	1,804 **	1,394
5	Moyobamba	2,319	1,486	1,761	1,644	1,638	1,623 **	1,489	1,550	1,309	1,375	1,590	1,221	1,478	1,687 *	1,723 *	1,592
6	Sucshuyacu	1,065	1,910	1,787	1,525	1,947	2,449	1,546	2,828	3,351	2,784	2,320	1,197	3,436	3,334	3,086	2,344
7	Rioja	1,279	1,284	1,358	1,650	1,674	1,340	1,724	1,642	1,437	3,071	1,846	1,543	1,577	1,887 **	1,926 **	1,669
8	Jepelacio	1,416	1,144	1,493	1,425	1,377	1,811	1,906	1,805	1,548	1,834	1,600	1,347	1,971	1,768 *	1,806 *	1,617
9	Shanusi	1,942	2,049	2,152	2,535	1,653	1,492	2,272	2,245	1,643	1,720	1,708	2,159	2,191	1,990	1,763	1,968
10	Soritor	1,580	1,656	1,420	1,797	1,954	2,025	2,107	1,693	1,787	2,075	2,024	2,392	2,587	2,087 *	2,129 *	1,965
11	Pelejo	1,909	1,845	2,214	2,401	1,923	1,973	1,869	3,420	2,190	1,748	2,168	1,953	625	2,087	1,339	1,978
12	Roque	1,023 **	807 **	898 **	977	766	876	975	914	955	951	991	816	1,223	1,099	1,139	961
13	Navarro	1,854	2,423	2,207	1,958	1,633	1,823	1,898	2,703	2,203	1,954	2,023	1,719	1,803	2,450	1,674	2,022
14	Pongo de Caimarachi	2,857	4,268	4,297	4,309	3,012	3,238	4,146	3,698	4,258	3,384	2,331	3,548	2,947	4,714	4,603	3,701
15	San Antonio	1,950	2,014	1,847	1,824	1,626	1,704	1,989	2,071	2,397	2,064	2,359	1,769	2,354	1,900	2,211	2,004
16	Tabalosos	1,518 **	1,233 **	792	1,472	1,186	1,491	1,175	1,152	1,186	1,239	1,328	1,239	1,346	1,156	1,368	1,259
17	Lamas	2,591	1,765	1,387	1,228	1,372	1,529	1,177	1,630	1,356	1,480	1,596	1,352	1,622	1,404	1,471	1,531
18	Cunumbuque	980	940	1,021	953	954	1,116	1,388	1,330	1,243	1,046	1,031	1,197	1,323	1,190	1,169	1,125
19	Tarapoto	1,237	1,018	1,262	1,393	1,025	1,201	1,064	1,497	1,360	1,464	1,184	1,080	1,287	1,176 **	1,252 **	1,233
20	Chazuta	813	1,384	1,601	1,398	1,394 **	1,642 **	1,893	2,082	1,721	1,562	1,908	1,418	1,253	1,487	1,621	1,538
21	San Jose de Sisa	1,720	1,532	2,593	1,071	1,355	1,564	1,158	1,534	1,316	881	605	1,299	1,509	1,460	1,540	1,409
22	Porvenir	1,088	1,065	1,026	1,233	1,152	1,095	1,071	1,356	1,130	1,057	953	974	1,052	1,021	1,029	1,087
23	Sauce	2,073	1,548	1,427	1,817	1,636	2,117	917	1,570	1,319	1,024	888	456	848	1,129	1,246	1,334
24	Pilluana	817	875	790	992	741	1,105	708	856	982	780	962	929	867	837	838	872
25	San Pablo	989 **	932 **	978 **	1,324	1,040	1,434	1,205	1,283	1,454	972	1,309	1,319	1,345	1,763	1,271	1,242
26	Picota	652	851	828	1,005	789	1,107	745	867	792	729	814	1,004	884	716	1,086	857
27	Tingo de Ponaza	855	1,056	1,008	1,092	961	1,041	947	970	1,121	888	807	825	1,278	1,020	878	983
28	Saposoa	1,054	1,096	1,266	1,659	1,327	1,618	1,705	1,779	1,726	1,541	1,636	1,631	1,985	1,460	1,434	1,528
29	Bellavista	685	825	917	912	948	1,055	935	1,031	848	835	895	915	821	1,082	963	911
30	Secancho	992	1,056	923	1,616	2,053	1,431	1,200	1,094	1,146	1,027	1,071	1,309	1,630	1,228	1,291	1,271
31	Dos de Mayo	1,116	1,445	1,348	1,220	1,523	3,094	2,085	2,060	2,382	2,614	2,148	2,744	3,314	3,277	2,492	2,191
32	Nuevo Lima	791	572	729	1,030	949	1,091	1,572	1,055	1,659	1,353	2,146	1,538	1,768	1,166	1,479	1,261
33	Juanjui	1,377	1,632	1,638	1,428	1,607	1,827	1,570	1,517	1,489	1,412	1,513	1,635	1,687	1,936	2,083	1,623
34	La Union	739 **	1,041 **	1,065 **	1,079 **	1,164 **	1,424 **	1,351	1,200 **	993 **	897 **	941	788	1,011 **	1,064	1,082	1,056
35	Pachiza	1,441	1,522	1,474	1,500	1,681	2,143	1,696	1,699	1,837	1,477	1,847	1,821	1,935	2,029	2,108	1,747
36	Shepte	1,364	1,334	1,380	1,384	1,388	2,059	1,611	1,720	1,830	807	1,785	1,778	1,904	2,456	2,311	1,674

INDICA VALORES: ESTIMADOS POR REGRESIÓN : ESTIMADOS CON EL MÉTODO DE LA RAZÓN DE VALORES NORMALES

FUENTE: ONERN (REFERENCIA BIBLIOGRAFÍA N° 2)

TESIS: Calculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

**CUADRO N° II - 9
ESTACIÓN MOYOBAMBA
INTENSIDAD MÁXIMA DE PRECIPITACIÓN
(mm/hora)
1984**

FECHA		DURACION (minutos)				
		30	60	90	120	180
1	10-03-64	10.59 *	6.70	4.73	3.75	2.76
2	22-11-65	47.40 *	30.00	23.33	20.00	15.03
3	24-05-66	47.40 *	30.00	23.73	20.60	16.13
4	01-09-67	41.40 *	26.20	24.23	23.15	18.00
5	17-03-68	27.60	21.00	18.33	17.25	10.06
6	07-10-69	34.44	21.80	14.70	11.50	9.30
7	04-01-70	19.60	13.60	9.47	7.30	4.90
8	01-01-71	22.60	14.30	10.60	8.75	6.73
9	04-10-72	30.00	23.70	18.90	16.05	11.60
10	18-03-73	14.85 *	9.40	8.80	8.50	7.20
11	11-06-74	16.12 *	10.20	10.17	10.15	10.13
12	05-06-75	21.00	13.90	12.27	9.65	6.83
13	08-11-76	21.80	20.40	16.93	13.90	10.80
14	04-02-77	8.00	7.70	6.87	6.75	5.60
15	25-10-78	47.40	27.20	20.30	16.20	12.07
16	16-10-79	60.00	41.10	31.24	24.38	17.89
17	06-02-80	58.60	40.20	27.40	20.85	15.27

TESIS: Calculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

CUADRO N° II-10

**ESTACIÓN EL PORVENIR
INTENSIDAD MÁXIMA DE PRECIPITACIÓN
(mm/hora)
1984**

FECHA		DURACION (minutos)				
		30	60	90	120	180
1	22-11-65	23.70 *	15.00	11.70	10.00	7.70
2	14-07-66	55.30 *	35.00	26.90	22.90	15.30
3	17-03-67	35.60 *	22.50	18.50	16.50	14.30
4	02-12-68	74.70 *	47.30	31.80	24.10	17.20
5	08-09-71	50.60 *	32.00	24.70	21.00	15.70
6	20-02-72	70.10 *	47.50	43.50	41.50	38.30

CUADRO N° II - 11

**ESTACIÓN LA UNIÓN
INTENSIDAD MÁXIMA DE PRECIPITACIÓN
(mm/hora)
1984**

FECHA		DURACION (minutos)				
		30	60	90	120	180
1	14-10-66	31.60 *	20.00	17.80	16.80	16.50 16.50
2	25-04-67	46.80 *	29.60	24.80	22.50	16.40 16.40
3	26-11-68	67.90 *	43.00	28.90	21.90	14.70 14.70
4	23-10-69	47.40 *	30.00	30.00	30.00	25.00 25.00
5	10-04-70	43.50 *	27.50	23.30	21.30	15.20 15.20

TESIS: Calculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

CUADRO N° II – 12
ESTACIÓN MOYOBAMBA
FRECUENCIA Y PERIODO DE RETORNO DE LAS INTENSIDADES MÁXIMAS DE PRECIPITACIÓN PARA INTERVALOS DE DURACIÓN
(mm/hora)
1984

N° DE ORDEN	FRECUENCIA (%)	PERIODO DE RETORNO (años)	DURACION (minutos)				
			30	60	90	120	180
1	5.6	18.0	60.00	41.10	31.24	24.38	18.00
2	11.1	9.0	58.60	40.20	27.40	23.15	17.89
3	16.7	6.0	47.40	30.00	24.23	20.85	16.13
4	22.2	4.5	47.40	30.00	23.73	20.60	15.27
5	27.8	3.6	47.40	27.20	23.33	20.00	15.03
6	33.3	3.0	41.40	26.20	20.30	17.25	12.07
7	38.9	2.6	34.44	23.70	18.90	16.20	11.60
8	44.4	2.3	30.00	21.80	18.33	16.05	10.80
9	49.9	2.0	27.60	21.00	16.93	13.90	10.13
10	55.6	1.8	22.60	20.40	14.70	11.50	10.06
11	61.1	1.6	21.80	14.30	12.27	10.15	9.30
12	66.7	1.5	21.00	13.90	10.80	9.85	7.20
13	72.2	1.4	19.60	13.60	10.17	8.75	6.83
14	77.8	1.3	16.12	10.20	9.47	8.50	6.73
15	83.3	1.2	14.85	9.40	8.60	7.30	5.60
16	88.9	1.2	10.59	7.70	6.87	6.75	4.90
17	94.4	1.1	8.00	6.70	4.73	3.75	2.76

TESIS: Calculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

CUADRO N° II-13

**ESTACIÓN EL PORVENIR
FRECUENCIA Y PERIODO DE RETORNO DE LAS INTENSIDADES MÁXIMAS
DE PRECIPITACIÓN PARA INTERVALOS DE DURACIÓN
(mm/hora)
1984**

N° DE ORDEN	FRECUENCIA (%)	PERIODO DE RETORNO (años)	DURACION (minutos)				
			30	60	90	120	180
1	14.2	7.0	74.7	47.5	43.5	41.5	38.3
2	28.5	3.5	70.1	47.3	31.8	24.1	17.2
3	42.8	2.3	55.3	35.0	26.9	22.9	15.7
4	57.1	1.8	50.6	32.0	24.7	21.0	15.3
5	71.4	1.4	35.6	22.5	18.5	16.5	14.3
6	85.7	1.2	23.7	15.0	11.7	10.0	7.7

CUADRO N° II- 14

**ESTACIÓN LA UNIÓN
FRECUENCIA Y PERIODO DE RETORNO DE LAS INTENSIDADES MÁXIMAS
DE PRECIPITACIÓN PARA INTERVALOS DE DURACIÓN
(mm/hora)
1984**

N° DE ORDEN	FRECUENCIA (%)	PERIODO DE RETORNO (años)	DURACION (minutos)				
			30	60	90	120	180
1	1/6 = 18.6	6.0	67.9 *	43.0	30.0	30.0	25.0
2	2/6 = 33.3	3.0	47.0 *	30.0	28.9	22.5	16.5
3	3/6 = 50.0	2.0	46.8 *	29.6	24.8	21.9	16.4
4	4/6 = 66.6	1.5	43.5 *	27.5	23.3	21.3	15.2
5	5/6 = 83.3	1.2	31.6 *	20.0	17.8	18.8	14.7

TESIS: Calculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

CUADRO N° II – 15
ESTACIÓN MOYOBAMBA
TORMENTA DE MÁXIMA INTENSIDAD EN 60 MINUTOS DEL 08-02-80
1984

FECHA	HORA	INTERVALO TIEMPO (minutos)	TIEMPO ACUMULADO (minutos)	LLUVIA PARCIAL (mm)	LLUVIA ACU... (mm)	INTENSIDAD (mm/hora)
08-02-80	4:40					
	4:50	10	10	0.5	0.5	3.0
	5:00	10	20	0.5	1.0	3.0
	6:10	70	90	0.0	1.0	0.0
	6:20	10	100	4.1	5.1	24.6
	6:30	10	110	4.8	9.9	28.8
	6:40	10	120	9.2	19.1	55.2
	6:50	10	130	9.4	28.5	56.4
	7:00	10	140	10.7	39.2	64.2
	7:10	10	150	2.0	41.2	12.0
	7:20	10	160	0.5	41.7	3.0
	7:30	10	170	0.2	41.9	1.2
	7:40	10	180	0.2	42.1	1.2
	7:50	10	190	0.1	42.2	0.6
	8:00	10	200	0.1	42.3	0.6
	8:10	10	210	0.4	42.7	2.4
	8:20	10	220	0.5	43.2	3.0
	8:30	10	230	0.5	43.7	3.0
	8:40	10	240	0.7	44.4	4.2
	8:50	10	250	0.8	45.2	4.8
	9:00	10	260	0.7	45.9	4.2
	9:10	10	270	0.9	46.8	5.4
	9:20	10	280	0.4	47.2	2.4
	9:30	10	290	0.2	47.4	1.2

NOTA: ENTRE LAS 6:20 Y 7:10 HORAS . SE REGISTRO 40.20 mm/hora DE INTENSIDAD PARA 60 MINUTOS DE INTERVALO DE TIEMPO

TESIS: Calculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

CUADRO N° II-16

**ESTACIÓN EL PORVENIR
TORMENTA DE MÁXIMA INTENSIDAD EN 60 MINUTOS DEL 02-12-68
1984**

FECHA	HORA	INTERVALO TIEMPO (minutos)	TIEMPO ACUMULADO (minutos)	LLUVIA PARCIAL (mm)	LLUVIA ACUMULADA (mm)	INTENSIDAD (mm/hora)
02-12-68	0:00					
	1:00	60	60	47.3	47.3	47.3
	2:00	60	120	0.8	48.1	0.8
	3:00	60	180	3.5	51.6	3.5
	4:00	60	240	2.2	53.8	2.2
	5:00	60	300	3.0	56.8	3.0
	6:00	60	360	1.2	58.0	1.2
	7:00	60	420	1.5	59.5	1.5

CUADRO N° II- 17

**ESTACIÓN LA UNIÓN
TORMENTA DE MÁXIMA INTENSIDAD EN 60 MINUTOS DEL 26-11-68
1984**

FECHA	HORA	INTERVALO TIEMPO (minutos)	TIEMPO ACUMULADO (minutos)	LLUVIA PARCIAL (mm)	LLUVIA ACUMULADA (mm)	INTENSIDAD (mm/hora)
26-11-68	12:00					
	13:00	60	60	0.7	0.7	0.7
	14:00	60	120	43.7	44.4	43.7
	15:00	60	180	0.5	44.9	0.5
	16:00	60	240	0.8	45.7	0.8

CUADRO II - 18

DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO PARA LAS OBRAS DE ARTE DE CRUCE CANAL PRINCIPAL IRRIGACION BIAVO MARGEN IZQUIERDA

1,1 CONDUCTO CUBIERTO : Km 00+512

Q = 7,5 m3/seg.

1,2 ENTREGA DE LATERAL : KM. 00+764

L = 0,3 Km
h1 = 360 m
h2 = 280 m
H = h1-h2 80 m
Tc = 0,04 horas Tc=1 hora

Por la Fórmula de Talbot

$I_{max} = a / (b + t)$

a = 5382,51
b = 230,21 → Constante
t = 0,04

$I_{max} =$ 23,38 mm

Por la Fórmula del Método Racional

$Q = (C * I_{max} * A) / 360$

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
Tipo de suelo = Semipermeable
Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 4,300 ha. (Dato de Campo)

Q = 0,126 m3/seg.

1,3 ENTREGA DE LATERAL : KM 00+983

L = 0,36 Km
h1 = 360 m
h2 = 280 m
H = h1-h2 80 m
Tc = 0,05 horas Tc=1 hora

$I_{max} = 22 \text{ mm/hora}$ (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$I_{max} = a / (b + t)$

a = 5382,51
b = 230,21 → Constante
t = 0,05

$I_{max} =$ 23,38 mm

Por la Fórmula del Método Racional

$Q = (C * I_{max} * A) / 360$

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa

Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 8,640 ha. (Dato de Campo)

Q = 0,252 m3/seg.

1,4 ENTREGA LATERAL : KM 01+429

L = 0,26 Km
 h1 = 360 m
 h2 = 280 m
 H = h1-h2 = 80 m
 Tc = 0,04 horas Tc=1 hora

Imax.= 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

Imax=a/(b+t)

a = 5382,51
 b = 230,21 → Constante
 t = 0,04

Imax= 23,38 mm

Por la Fórmula del Método Racional

Q = (C*Imax*A)/360

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 4,470 ha. (Dato de Campo)

Q = 0,131 m3/seg.

1,5 CANOA BADEN KM : 01+447

L = 0,8 Km
 h1 = 360 m
 h2 = 280 m
 H = h1-h2 = 80 m
 Tc = 0,14 horas Tc=1 hora

Imax.= 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

Imax=a/(b+t)

a = 5382,51
 b = 230,21 → Constante
 t = 0,14

Imax= 23,37 mm

Por la Fórmula del Método Racional

Q = (C*Imax*A)/360

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa

Tipo de suelo = Semipermeable
Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 23,300 ha. (Dato de Campo)

Q = 0,681 m³/seg.

1,6 ENTREGA LATERAL : KM 02+473,50

L = 0,1 Km

h1 = 300 m

h2 = 280 m

H=h1-h2 20 m

Tc = 0,02 horas Tc=1 hora

I_{max}= 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

I_{max}=a/(b+t)

a = 5382,51

b = 230,21 → Constante

t = 0,02

I_{max}= 23,38 mm

Por la Fórmula del Método Racional

Q = (C*I_{max}*A)/360

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa

Tipo de suelo = Semipermeable

Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 4,400 ha. (Dato de Campo)

Q = 0,129 m³/seg.

1,7 ENTREGA LATERAL : KM 02+603,60

L = 0,3 Km

h1 = 320 m

h2 = 280 m

H=h1-h2 40 m

Tc = 0,06 horas Tc=1 hora

I_{max}= 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

I_{max}=a/(b+t)

a = 5382,51

b = 230,21 → Constante

t = 0,06

I_{max}= 23,38 mm

Por la Fórmula del Método Racional

Q = (C*I_{max}*A)/360

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa

Tipo de suelo = Semipermeable
Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 5,830 ha. (Dato de Campo)

Q = 0,170 m3/seg.

1,8 ENTREGA LATERAL : KM 02+651,30

L = 0,4 Km
h1 = 300 m
h2 = 280 m
H = h1-h2 = 20 m
Tc = 0,10 horas Tc=1 hora

Imax = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$Imax = a / (b + t)$

a = 5382,51
b = 230,21 → Constante
t = 0,10

Imax = 23,37 mm

Por la Fórmula del Método Racional

$Q = (C * Imax * A) / 360$

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
Tipo de suelo = Semipermeable
Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 3,640 ha. (Dato de Campo)

Q = 0,106 m3/seg.

1,9 ENTREGA LATERAL : KM 02+858,60

L = 0,4 Km
h1 = 300 m
h2 = 270 m
H = h1-h2 = 30 m
Tc = 0,09 horas Tc=1 hora

Imax = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$Imax = a / (b + t)$

a = 5382,51
b = 230,21 → Constante
t = 0,09

Imax = 23,37 mm

Por la Fórmula del Método Racional

$Q = (C * Imax * A) / 360$

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa

Tipo de suelo = Semipermeable
Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 15,150 ha. (Dato de Campo)

Q = 0,443 m3/seg.

1,10 ENTREGA LATERAL : KM 03+077,40

L = 0,4 Km

h1 = 260 m

h2 = 250 m

H=h1-h2 10 m

Tc = 0,14 horas Tc=1 hora

I_{max}. = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

I_{max}=a/(b+t)

a = 5382,51

b = 230,21 → Constante

t = 0,14

I_{max}= 23,37 mm

Por la Fórmula del Método Racional

Q = (C*I_{max}*A)/360

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa

Tipo de suelo = Semipermeable

Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 7,500 ha. (Dato de Campo)

Q = 0,219 m3/seg.

1,11 ENTREGA LATERAL : KM 03+114,50

L = 0,3 Km

h1 = 330 m

h2 = 250 m

H=h1-h2 80 m

Tc = 0,04 horas Tc=1 hora

I_{max}. = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

I_{max}=a/(b+t)

a = 5382,51

b = 230,21 → Constante

t = 0,04

I_{max}= 23,38 mm

Por la Fórmula del Método Racional

Q = (C*I_{max}*A)/360

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa

Tipo de suelo = Semipermeable
Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 14,350 ha. (Carta de Nacional)

Q = 0,419 m3/seg.

1,12 CANOA BADEN : KM 03+772

L = 0,45 Km

h1 = 330 m

h2 = 250 m

H=h1-h2 80 m

Tc = 0,07 horas Tc=1 hora

Imax.= 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$Imax=a/(b+t)$

a = 5382,51

b = 230,21 → Constante

t = 0,07

Imax= 23,37 mm

Por la Fórmula del Método Racional

$Q = (C*Imax*A)/360$

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa

Tipo de suelo = Semipermeable

Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 26,980 ha. (Dato de Campo)

Q = 0,788 m3/seg.

1,13 ALCANTARILLA : KM 05+041

L = 0,5 Km

h1 = 330 m

h2 = 250 m

H=h1-h2 80 m

Tc = 0,08 horas Tc=1 hora

Imax.= 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$Imax=a/(b+t)$

a = 5382,51

b = 230,21 → Constante

t = 0,08

Imax= 23,37 mm

Por la Fórmula del Método Racional

$Q = (C*Imax*A)/360$

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa

Tipo de suelo = Semipermeable
Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 16,680 ha. (Carta Nacional)

Q = 0,487 m3/seg.

1,14 ALCANTARILLA : KM 05+622

L = 0,2 Km

h1 = 300 m

h2 = 250 m

H=h1-h2 50 m

Tc = 0,03 horas Tc=1 hora

I_{max} = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

I_{max}=a/(b+t)

a = 5382,51

b = 230,21 → Constante

t = 0,03

I_{max} = 23,38 mm

Por la Fórmula del Método Racional

Q = (C*I_{max}*A)/360

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa

Tipo de suelo = Semipermeable

Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 10,070 ha. (Dato de Campo)

Q = 0,294 m3/seg.

1,15 ENTREGA LATERAL : KM 06+035

L = 0,15 Km

h1 = 320 m

h2 = 250 m

H=h1-h2 70 m

Tc = 0,02 horas Tc=1 hora

I_{max} = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

I_{max}=a/(b+t)

a = 5382,51

b = 230,21 → Constante

t = 0,02

I_{max} = 23,38 mm

Por la Fórmula del Método Racional

Q = (C*I_{max}*A)/360

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa

Tipo de suelo = Semipermeable
Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 4,720 ha. (Dato de Campo)

Q = 0,138 m3/seg.

1,16 ALCANTARILLA : KM 06+421

L = 0,21 Km

h1 = 300 m

h2 = 230 m

H=h1-h2 70 m

Tc = 0,03 horas Tc=1 hora

I_{max} = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

I_{max}=a/(b+t)

a = 5382,51

b = 230,21 → Constante

t = 0,02

I_{max} = 23,38 mm

Por la Fórmula del Método Racional

Q = (C*I_{max}*A)/360

C = 0,45

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa

Tipo de suelo = Semipermeable

Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 10,300 ha. (Carta Nacional)

Q = 0,301 m3/seg.

1,17 CANOA BADEN : KM 07+207

L = 0,50 Km

h1 = 300 m

h2 = 270 m

H=h1-h2 30 m

Tc = 0,11 horas Tc=1 hora

I_{max} = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

I_{max}=a/(b+t)

a = 5382,51

b = 230,21 → Constante

t = 0,05

lmax= 23,38 mm
Por la Fórmula del Método Racional
 $Q = (C \cdot l_{\max} \cdot A) / 360$

C = 0,4

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 8,620 ha. (Carta Nacional)

Q = 0,224 m3/seg.

1,18 CANOA BADEN : KM 07+371

L = 0,55 Km
 h1 = 300 m
 h2 = 270 m
 H = h1-h2 = 30 m
 Tc = 0,13 horas Tc=1 hora
 lmax = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$l_{\max} = a / (b + t)$

a = 5382,51
 b = 230,21 → Constante
 t = 0,13

lmax= 23,37 mm
Por la Fórmula del Método Racional
 $Q = (C \cdot l_{\max} \cdot A) / 360$

C = 0,4

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 15,160 ha. (Carta Nacional)

Q = 0,394 m3/seg.

1,19 ENTREGA LATERAL : KM 07+548

L = 0,5 Km
 h1 = 300 m
 h2 = 270 m
 H = h1-h2 = 30 m
 Tc = 0,11 horas Tc=1 hora
 lmax = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$l_{\max} = a / (b + t)$

a = 5382,51
 b = 230,21 → Constante
 t = 0,11

lmax= 23,37 mm
Por la Fórmula del Método Racional
 $Q = (C \cdot l_{\max} \cdot A) / 360$

C = 0,4

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 5,740 ha. (Carta Nacional)

Q = 0,149 m3/seg.

1,20 ENTREGA LATERAL : KM 7+885,50

L = 0,35 Km
 h1 = 310 m
 h2 = 270 m
 H = h1-h2 = 40 m
 Tc = 0,07 horas Tc=1 hora
 lmax = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)
Por la Fórmula de Talbot
 $l_{\max} = a / (b + t)$

a = 5382,51
 b = 230,21 → Constante
 t = 0,07

lmax= 23,37 mm
Por la Fórmula del Método Racional
 $Q = (C \cdot l_{\max} \cdot A) / 360$

C = 0,4

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 7,500 ha. (Carta Nacional)

Q = 0,195 m3/seg.

1,21 CANOA BADEN : KM 07+961

L = 0,80 Km
 h1 = 290 m
 h2 = 260 m
 H = h1-h2 = 30 m
 Tc = 0,20 horas Tc=1 hora
 lmax = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)
Por la Fórmula de Talbot
 $l_{\max} = a / (b + t)$

a = 5382,51
 b = 230,21 → Constante
 t = 0,20

$I_{max} = 23,36 \text{ mm}$
Por la Fórmula del Método Racional
 $Q = (C \cdot I_{max} \cdot A) / 360$

$C = 0,4$

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, $S=50\%$

$A = 18,040 \text{ ha. (Carta Nacional)}$

$Q = 0,468 \text{ m}^3/\text{seg.}$

1,22 CANOA BADEN : KM 8+423

$L = 1,00 \text{ Km}$
 $h_1 = 300 \text{ m}$
 $h_2 = 280 \text{ m}$
 $H = h_1 - h_2 = 20 \text{ m}$
 $T_c = 0,30 \text{ horas} \quad T_c = 1 \text{ hora}$

$I_{max} = 22 \text{ mm/hora}$ (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$I_{max} = a / (b + t)$

$a = 5382,51$
 $b = 230,21 \longrightarrow \text{Constante}$
 $t = 0,30$

$I_{max} = 23,35 \text{ mm}$
Por la Fórmula del Método Racional
 $Q = (C \cdot I_{max} \cdot A) / 360$

$C = 0,4$

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, $S=50\%$

$A = 29,400 \text{ ha. (Carta Nacional)}$

$Q = 0,763 \text{ m}^3/\text{seg.}$

1,23 CANOA BADEN : KM 9+591,50

$L = 0,10 \text{ Km}$
 $h_1 = 300 \text{ m}$
 $h_2 = 270 \text{ m}$
 $H = h_1 - h_2 = 30 \text{ m}$
 $T_c = 0,02 \text{ horas} \quad T_c = 1 \text{ hora}$

$I_{max} = 22 \text{ mm/hora}$ (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$I_{max} = a / (b + t)$

$a = 5382,51$
 $b = 230,21 \longrightarrow \text{Constante}$
 $t = 0,02$

$I_{max} = 23,38 \text{ mm}$
Por la Fórmula del Método Racional
 $Q = (C \cdot I_{max} \cdot A) / 360$

$C = 0,4$

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, $S=50\%$

$A = 60,220 \text{ ha. (Carta Nacional)}$

$Q = 1,564 \text{ m}^3/\text{seg.}$

1,24 ALCANTARILLA : KM 10+538

$L = 0,85 \text{ Km}$
 $h_1 = 300 \text{ m}$
 $h_2 = 270 \text{ m}$
 $H = h_1 - h_2 = 30 \text{ m}$
 $T_c = 0,21 \text{ horas}$ $T_c = 1 \text{ hora}$
 $I_{max} = 22 \text{ mm/hora}$ (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)
Por la Fórmula de Talbot
 $I_{max} = a / (b + t)$

$a = 5382,51$
 $b = 230,21 \longrightarrow \text{Constante}$
 $t = 0,21$

$I_{max} = 23,36 \text{ mm}$
Por la Fórmula del Método Racional
 $Q = (C \cdot I_{max} \cdot A) / 360$

$C = 0,4$

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, $S=50\%$

$A = 38,080 \text{ ha. (Carta Nacional)}$

$Q = 0,988 \text{ m}^3/\text{seg.}$

1,25 CANOA BADEN : KM 11+213

$L = 0,70 \text{ Km}$
 $h_1 = 300 \text{ m}$
 $h_2 = 260 \text{ m}$
 $H = h_1 - h_2 = 40 \text{ m}$
 $T_c = 0,15 \text{ horas}$ $T_c = 1 \text{ hora}$
 $I_{max} = 22 \text{ mm/hora}$ (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)
Por la Fórmula de Talbot
 $I_{max} = a / (b + t)$

$a = 5382,51$
 $b = 230,21 \longrightarrow \text{Constante}$
 $t = 0,15$

l_{max}= 23,37 mm
Por la Fórmula del Método Racional
 $Q = (C \cdot l_{max} \cdot A) / 360$

C = 0,4

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 53,340 ha. (Carta Nacional)

Q = 1,385 m³/seg.

1,26 CANOA BADEN : KM 11+575

L = 0,70 Km
 h₁ = 290 m
 h₂ = 270 m
 H = h₁ - h₂ = 20 m
 T_c = 0,20 horas T_c = 1 hora

l_{max} = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$l_{max} = a / (b + t)$

a = 5382,51
 b = 230,21 → Constante
 t = 0,20

l_{max}= 23,36 mm
Por la Fórmula del Método Racional
 $Q = (C \cdot l_{max} \cdot A) / 360$

C = 0,4

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 23,350 ha. (Carta Nacional)

Q = 0,606 m³/seg.

1,27 CANOA BADEN : KM 11+760

L = 0,55 Km
 h₁ = 290 m
 h₂ = 260 m
 H = h₁ - h₂ = 30 m
 T_c = 0,13 horas T_c = 1 hora

l_{max} = 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$l_{max} = a / (b + t)$

a = 5382,51
 b = 230,21 → Constante
 t = 0,13

l_{max}= 23,37 mm

Por la Fórmula del Método Racional

$$Q = (C \cdot I_{\max} \cdot A) / 360$$

$$C = 0,4$$

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
Tipo de suelo = Semipermeable
Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

$$A = 17,940 \text{ ha. (Carta Nacional)}$$

$$Q = 0,466 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

1,28 CANOA BADEN : KM 12+605

$$L = 0,85 \text{ Km}$$

$$h_1 = 290 \text{ m}$$

$$h_2 = 260 \text{ m}$$

$$H = h_1 - h_2 = 30 \text{ m}$$

$$T_c = 0,21 \text{ horas} \quad T_c = 1 \text{ hora}$$

$I_{\max} = 22 \text{ mm/hora}$ (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$$I_{\max} = a / (b + t)$$

$$a = 5382,51$$

$$b = 230,21 \longrightarrow \text{Constante}$$

$$t = 0,21$$

$$I_{\max} = 23,36 \text{ mm}$$

Por la Fórmula del Método Racional

$$Q = (C \cdot I_{\max} \cdot A) / 360$$

$$C = 0,4$$

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
Tipo de suelo = Semipermeable
Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

$$A = 19,180 \text{ ha. (Carta Nacional)}$$

$$Q = 0,498 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

1,29 ENTREGA LATERAL : KM 12+414

$$L = 0,70 \text{ Km}$$

$$h_1 = 290 \text{ m}$$

$$h_2 = 270 \text{ m}$$

$$H = h_1 - h_2 = 20 \text{ m}$$

$$T_c = 0,20 \text{ horas} \quad T_c = 1 \text{ hora}$$

$I_{\max} = 22 \text{ mm/hora}$ (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$$I_{\max} = a / (b + t)$$

$$a = 5382,51$$

$$b = 230,21 \longrightarrow \text{Constante}$$

$$t = 0,20$$

$$I_{\max} = 23,36 \text{ mm}$$

Por la Fórmula del Método Racional

$$Q = (C \cdot I_{\max} \cdot A) / 360$$

$$C = 0,4$$

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
Tipo de suelo = Semipermeable
Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

$$A = 14,800 \text{ ha. (Carta Nacional)}$$

$$Q = 0,384 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

1,30 PUENTE VEHICULAR : KM 12+155

1,31 ALCANTARILLA : KM 12+920

$$L = 0,50 \text{ Km}$$

$$h_1 = 290 \text{ m}$$

$$h_2 = 270 \text{ m}$$

$$H = h_1 - h_2 = 20 \text{ m}$$

$$T_c = 0,13 \text{ horas} \quad T_c = 1 \text{ hora}$$

$$I_{\max} = 22 \text{ mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)}$$

Por la Fórmula de Talbot

$$I_{\max} = a / (b + t)$$

$$a = 5382,51$$

$$b = 230,21 \longrightarrow \text{Constante}$$

$$t = 0,13$$

$$I_{\max} = 23,37 \text{ mm}$$

Por la Fórmula del Método Racional

$$Q = (C \cdot I_{\max} \cdot A) / 360$$

$$C = 0,4$$

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
Tipo de suelo = Semipermeable
Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

$$A = 25,100 \text{ ha. (Carta Nacional)}$$

$$Q = 0,652 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

1,32 PUENTE PEATONAL : KM 13+200

1,33 CANOA BADEN : KM 13+420

$$L = 0,50 \text{ Km}$$

$$h_1 = 290 \text{ m}$$

$$h_2 = 270 \text{ m}$$

$$H = h_1 - h_2 = 20 \text{ m}$$

$$T_c = 0,13 \text{ horas} \quad T_c = 1 \text{ hora}$$

$$I_{\max} = 22 \text{ mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)}$$

Por la Fórmula de Talbot

$$I_{\max} = a / (b + t)$$

a = 5382,51
 b = 230,21 → Constante
 t = 0,13

Imax= 23,37 mm

Por la Fórmula del Método Racional

$Q = (C \cdot I_{max} \cdot A) / 360$

C = 0,4

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 11,810 ha. (Carta Nacional)

Q = 0,307 m3/seg.

1,34 ENTREGA DE LATERAL : KM 13+454

L = 0,45 Km
 h1 = 290 m
 h2 = 270 m
 H = h1-h2 = 20 m
 Tc = 0,12 horas Tc=1 hora

Imax.= 22mm/hora (Del Gráfico No. 5.4 del Estudio Hidrológico del Río Biavo, informe final)

Por la Fórmula de Talbot

$I_{max} = a / (b + t)$

a = 5382,51
 b = 230,21 → Constante
 t = 0,12

Imax= 23,37 mm

Por la Fórmula del Método Racional

$Q = (C \cdot I_{max} \cdot A) / 360$

C = 0,4

Cobertura Vegetal = Cuenca Boscosa
 Tipo de suelo = Semipermeable
 Pendiente del Terreno = Pronunciada, S=50%

A = 3,930 ha. (Carta Nacional)

Q = 0,102 m3/seg.

TESIS: Calculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

CUADRO N° II – 19

**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA
SENAMHI
DIRECCIÓN REGIONAL DE SAN MARTÍN
ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA “ DOS DE MAYO
LATITUD : 07°13'5" LONGITUD: 77°29'W ALTITUD: 270 M.S.N.M
Departamento: SAN MARTÍN : Provincia : BELLAVISTA : Distrito: ALTO
HUALLAGA**

**PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL HISTÓRICA (mm)
PERIODO : 1992-1996**

AÑO		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL mm
1	1992					114.3	33.3	88.5	151.7	83.5	73.1	42.8	82.1	
2	1993	153.3	243.7	350.5	37.6	26.9	66.8	51.5	29.8	42.7	69.5	84.8	119.7	1.276.8
3	1994	25.3	31.8	144.7	159.5	68.7	56.6	38.7	27.1	38.9	137.5	202.3	101.3	1.030.4
4	1995	52.9	124.3	230.2	70.7	46.8	15.6	62.2	12.7	98.9	111.2	109.1	281.1	1.193.5
5	1996	57.3	156.5	138.4	98.9	55.4	18.0	22.5	59.7	164.4	62.9	105.1	135.4	1.074.5
NUM.		4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5	4
MEDIA		72.2	139.1	216.0	91.7	62.4	38.1	52.7	56.2	84.9	90.8	108.8	135.9	1.143.8
MINIMO		25.3	31.8	138.4	37.6	26.9	15.8	22.5	12.7	38.9	62.9	42.8	82.1	1.030.4
MAXIMO		153.3	243.7	350.5	159.5	114.3	66.8	88.5	151.7	164.4	137.5	202.3	281.1	1.276.8
D. STD.		48.4	75.8	85.7	44.8	29.3	20.5	22.3	50.1	45.9	28.8	52.4	67.2	97.2

TESIS: Calculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

CUADRO N° II – 20

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGIA
SENAMHI
DIRECCIÓN REGIONAL DE SAN MARTÍN
ESTACIÓN CLIMÁTICA ORDINARIA “ LA UNIÓN”
LATITUD : 07°11'5" LONGITUD: 76°30'W ALTITUD: 295 M..S.N.M
Departamento: SAN MARTÍN : Provincia : BELLAVISTA : Distrito: ALTO HUALLAGA

PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL HISTORICA (mm)
PERIODO : 1970 – 1980 – 1993 - 1996

AÑO		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL mm
1	1975	149.7	40.2	151.8	123.5	76.4	67.7	43.6	23.2	79.8	59.5	52.2	73.6	941.2
2	1976	90.4	79.8	28.4	176.8	34.8	36.4	3.9	60.7	38.6	74.1	107.1	57.5	788.5
3	1977	80.4	153.8	64.1	58.5	94.1				92.6	74.9	234.7	53.7	
4	1978	126.0	43.9	202.7	241.7	42.2	17.4	55.2	17.1	81.6	109.6	105.3	21.7	1.064.4
5	1979	56.5	42.2	179.1	69.4	49.2	40.2	96.8	54.0	161.4	131.2	161.5	40.7	1.082.2
6	1980	46.4	53.7	178.4	79.8	23.6	76.4	49.6	32.6	51.2	73.8	35.7	148.1	849.3
7	1993			285.5	90.3	48.7	92.6	46.0	51.4	37.7	42.6	63.1	41.4	
8	1994	14.5	41.6	131.4	134.2	33.4	59.9	49.8	35.3	19.0	161.3	203.7	161.5	1.045.6
9	1995	48.9	100.9	304.4	74.5	23.9	41.8	67.0	10.8	76.9	121.9	84.7	91.1	1.046.8
10	1996	50.0	111.2	157.1	75.1	37.5	19.8	24.4	75.9	121.1	125.3	46.3	91.5	935.2
NUM.		9	9	10	10	10	9	9	9	10	10	10	10	8
MEDIA		73.6	74.1	168.3	112.4	46.4	50.2	48.5	40.1	76.0	97.4	109.4	78.1	969.2
MINIMA		14.5	40.2	28.4	58.5	23.6	17.4	3.9	10.8	19.0	42.6	35.7	21.7	788.5
MAXIMA		149.7	153.8	304.4	241.7	94.1	92.6	96.8	75.9	161.4	161.3	234.7	161.5	1.082.2
D. STD.		40.2	38.1	81.1	55.3	21.5	24.1	24.3	20.5	40.5	35.8	65.4	43.8	101.6

TESIS: Calculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

CUADRO N° II – 21

**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGIA
SENAMHI**

DIRECCIÓN REGIONAL DE SAN MARTÍN

ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA “NUEVO LIMA”

LATITUD : 07°7'5" LONGITUD: 76°30'W ALTITUD: 260 M..S. N. M

**Departamento: SAN MARTÍN : Provincia : BELLAVISTA : Distrito: ALTO
HUALLAGA**

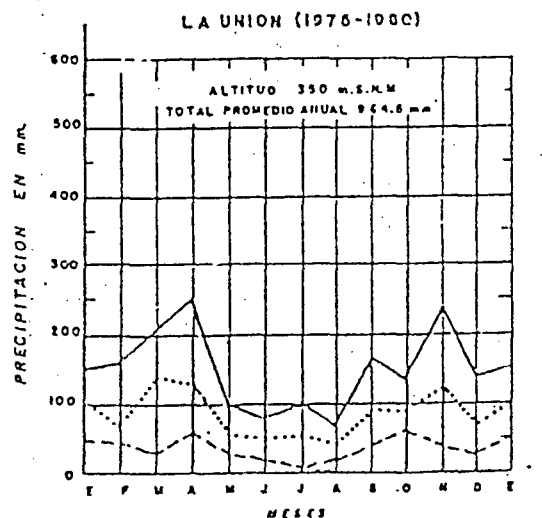
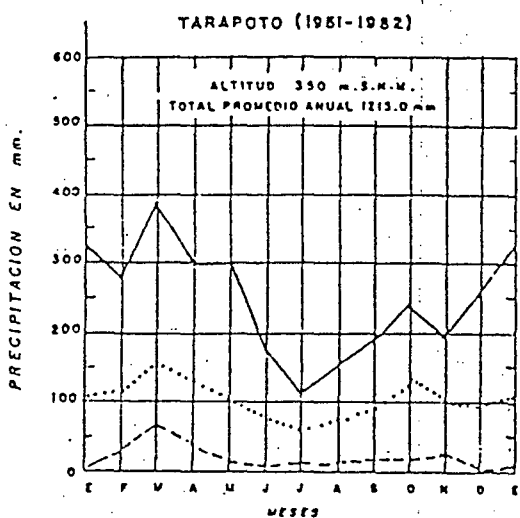
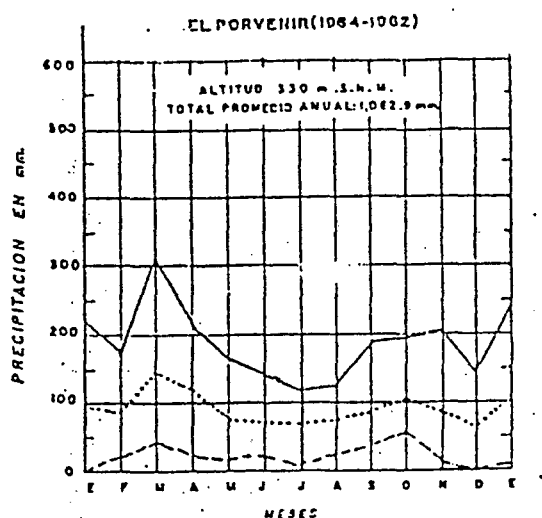
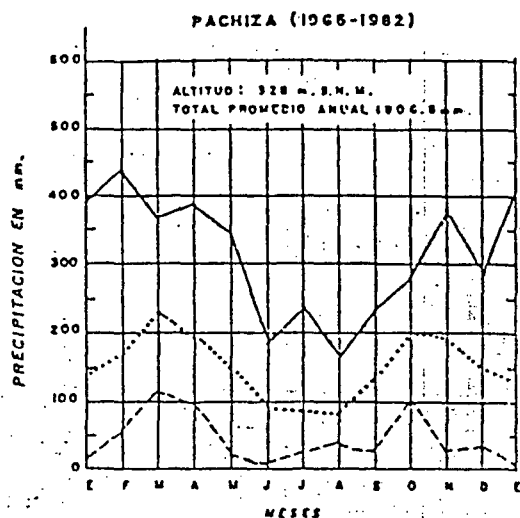
**PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL HISTORICA (mm)
PERIODO : 1987 - 1996**

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL mm
1 1987	4.1	55.1	72.0	68.0	44.2	66.7	143.0	27.0	60.4	106.0	117.8	15.3	779.6
2 1988	45.9	60.7	55.1	103.2	89.5	50.7	13.8	67.3	39.6	142.9	66.4	29.5	787.9
3 1989	92.2	156.0	163.5	124.3	108.0	162.1	64.1	138.1	67.6	161.0	6.8	0.5	1,244.2
4 1990	81.8	253.4	315.8	134.0	82.3	135.2	83.1	13.0	45.2	57.4	88.2	115.2	1,404.6
5 1991	2.7	77.2	95.6	72.1	113.4	52.7	35.9	17.4	50.5	231.2	59.5	23.5	831.9
6 1992	10.3	4.5	116.3	65.6	11.4	130.6	93.2	133.3	49.1	62.9	52.9	53.0	786.3
7 1993	184.4	236.2	266.7	202.4	69.4	47.2	16.6	102.4	74.9	163.5	160.8	0.7	1,525.2
8 1994	16.9	107.4	203.3	158.3	40.7	44.5	89.0	50.0	36.3	111.5	90.7	191.7	1,147.3
9 1995	28.5	43.2	305.5	58.7	15.4	24.8	81.5	13.0	53.0	77.1	72.1	118.0	868.8
10 1996	25.0	88.0	172.8	86.4	43.7	16.7	69.2	80.4	57.3	64.6	43.6	118.4	866.1
NUM.	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
MEDIA	49.4	108.2	177.7	107.4	61.8	73.1	66.9	64.2	53.4	117.8	75.9	66.4	1,022.2
MINIMA	2.7	4.5	58.1	58.7	11.4	16.7	13.8	13.0	36.3	57.4	6.8	0.5	767.9
MAXIMA	184.4	253.4	315.8	202.4	113.4	162.1	143.0	138.1	74.9	231.2	160.8	191.7	1,525.2
D. STD.	53.7	78.2	89.6	44.6	34.4	48.0	36.9	45.8	11.4	53.6	40.1	61.6	269.7

TESIS: Cálculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

GRAFICO N° II.1

REGIMEN DE DISTRIBUCION MENSUAL DE PRECIPITACIONES PLUVIALES



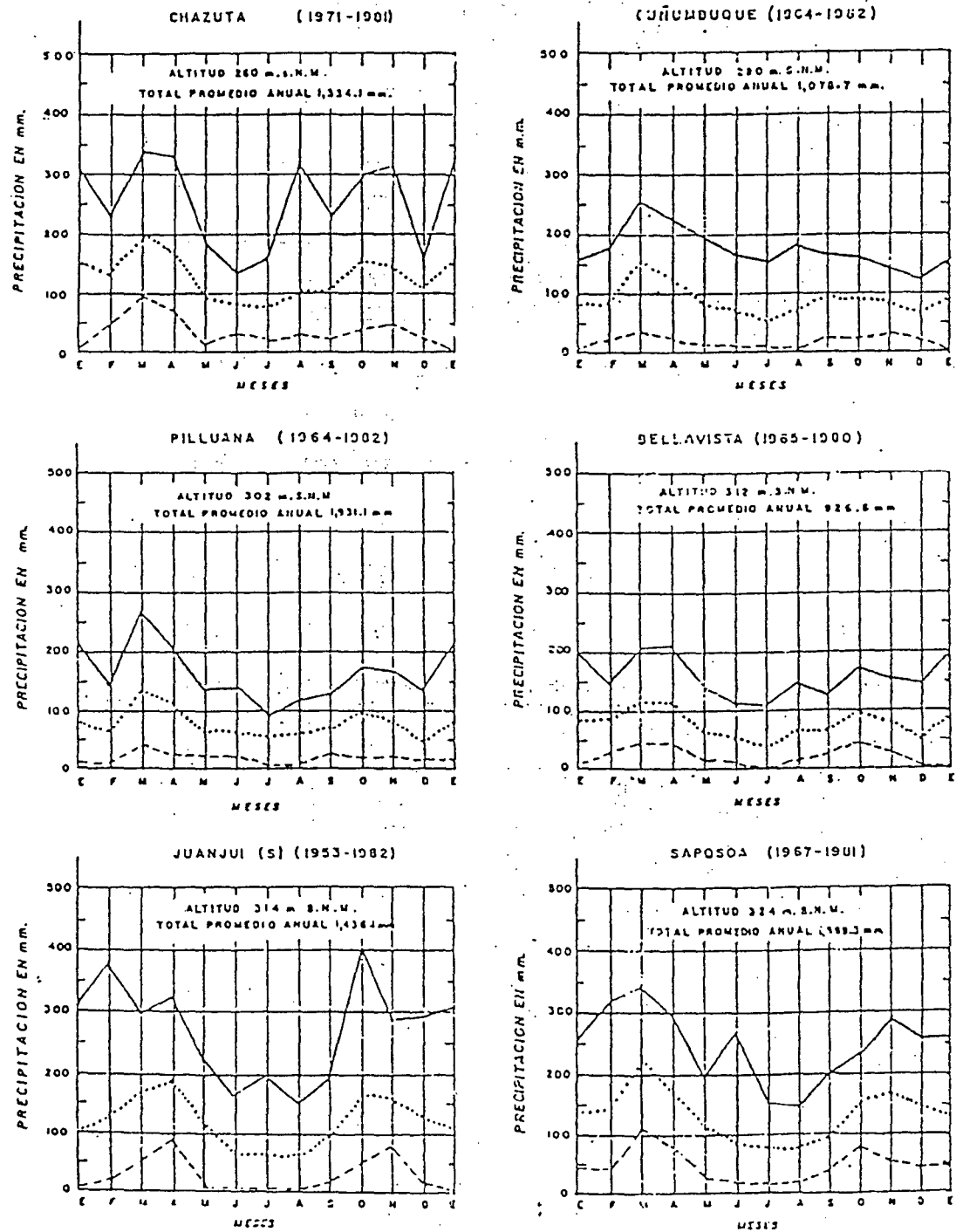
LEYENDA

TOTAL MENSUAL MAXIMO EXTREMO	—————
TOTAL PROMEDIO MENSUAL
TOTAL MENSUAL MINIMO EXTREMO	- - - - -

TESIS: Cálculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

GRAFICO N° 1

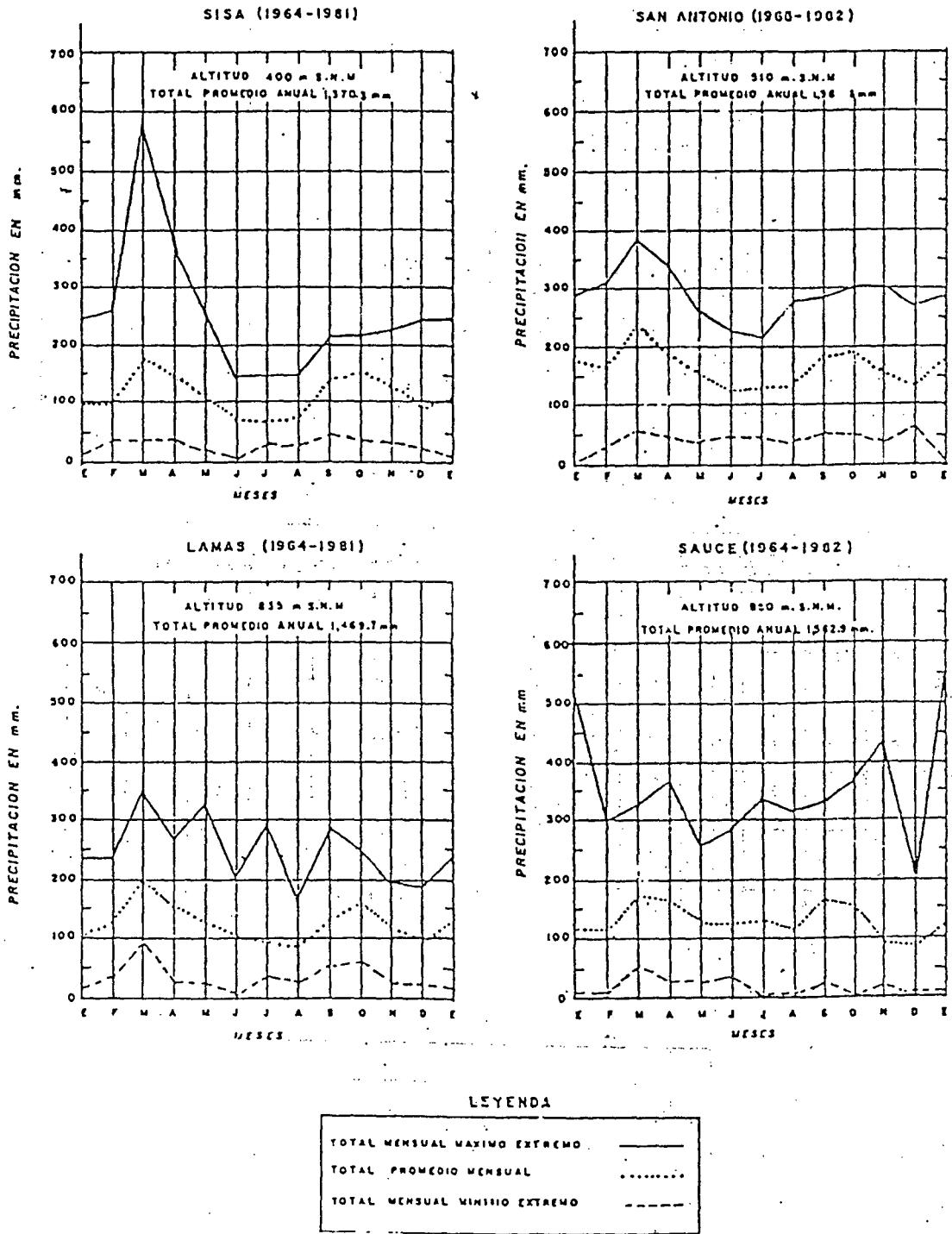
REGIMEN DE DISTRIBUCION MENSUAL DE PRECIPITACIONES PLUVIALES



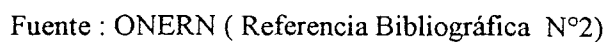
TESIS: Calculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

GRAFICO N° 1

REGIMEN DE DISTRIBUCION MENSUAL DE PRECIPITACIONES PLUVIALES



Fuente : ONERN (Referencia Bibliográfica N° 2)



GRAFICA N° II-3
 RELACIÓN INTENSIDAD – FRECUENCIA – DURACIÓN DE PRECIPITACIÓN
 ESTACIÓN MOYOBAMBA
 PERIODO 64-80

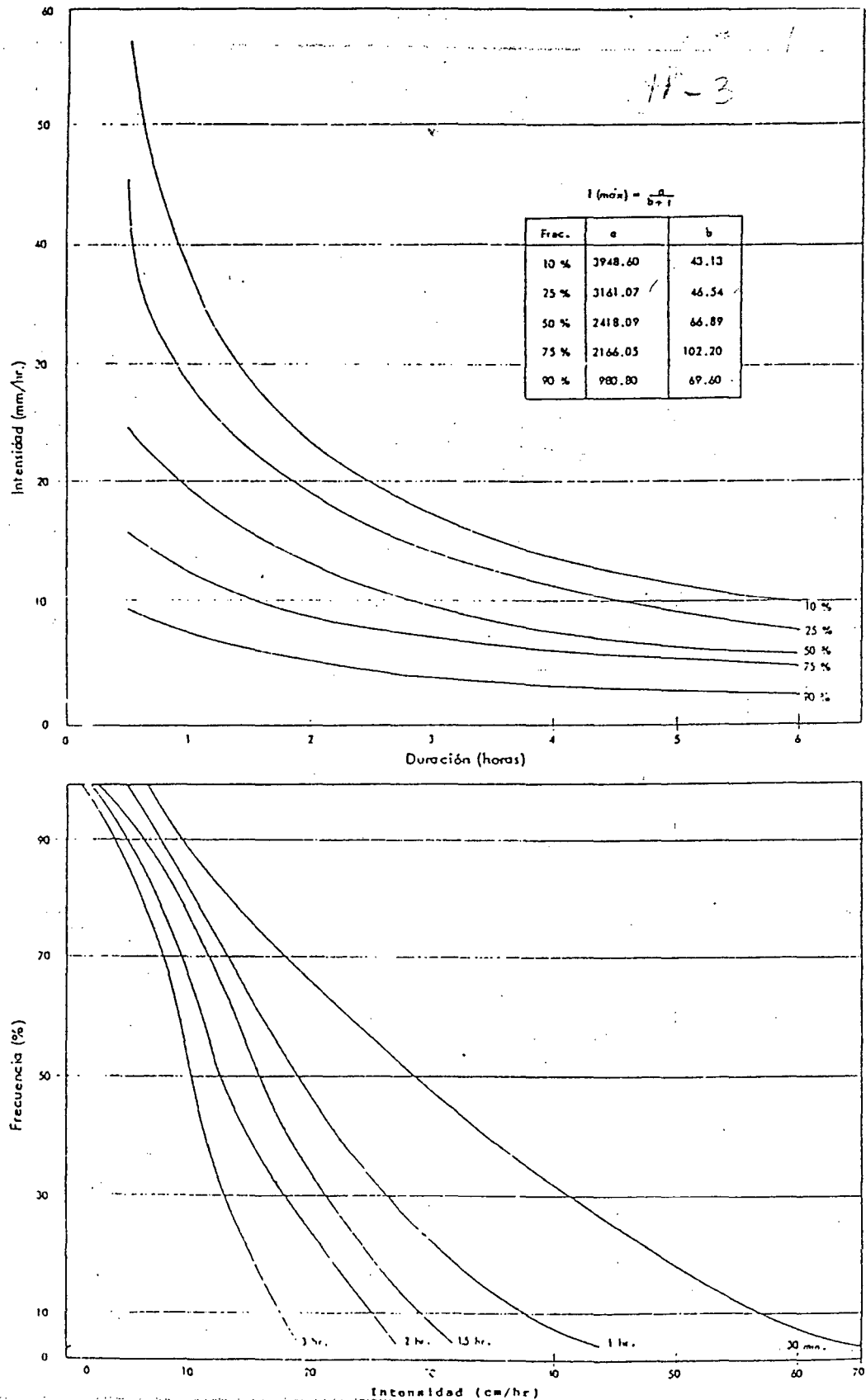
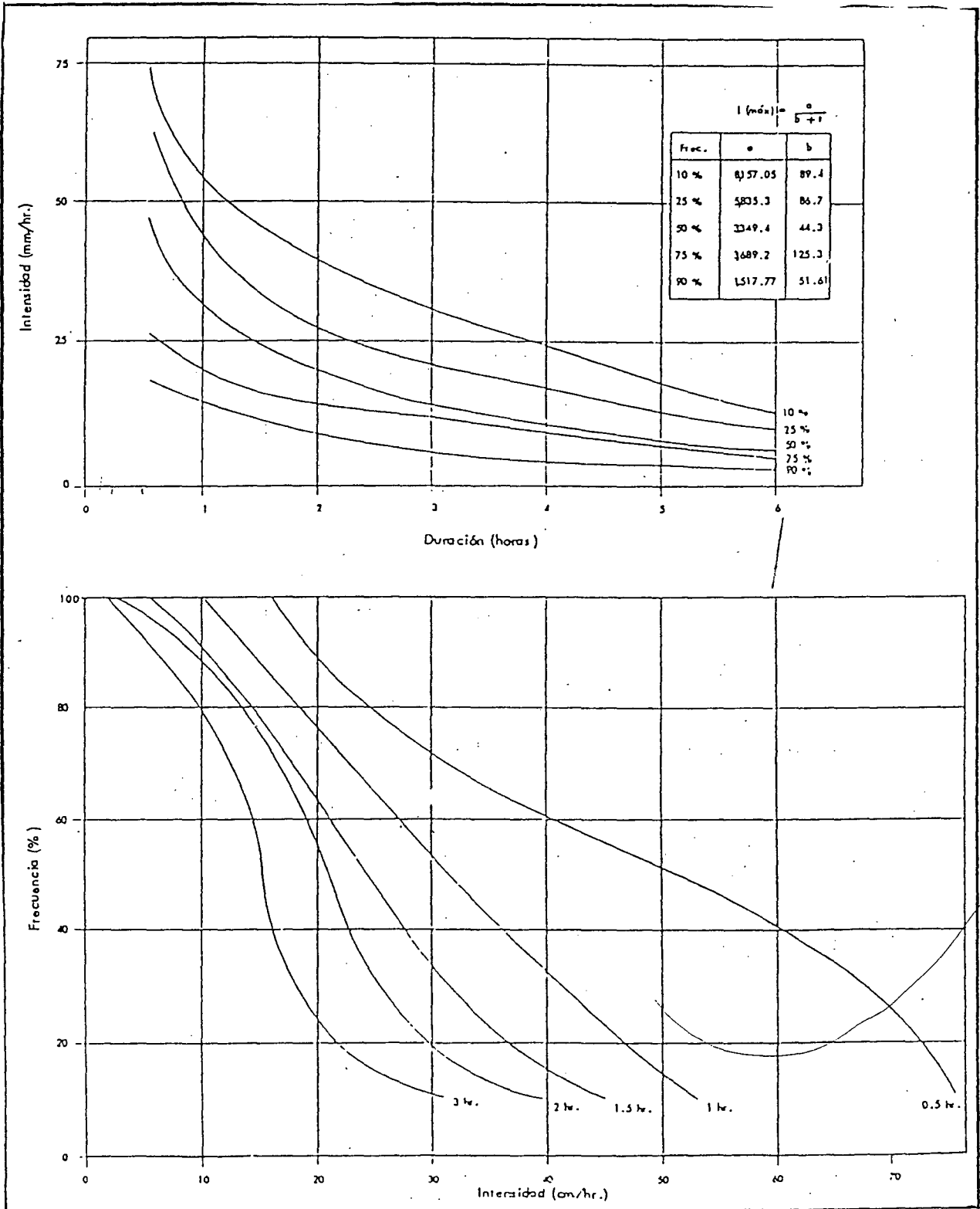


GRAFICO N° II - 4
RELACIÓN INTENSIDAD - FRECUENCIA - DURACIÓN DE PRECIPITACIÓN
ESTACIÓN EL PORVENIR
PERIODO 65-72



TESIS: Cálculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

GRAFICO N° II - 5

FACTORES PARA HALLAR LA INTENSIDAD MÁXIMA PARA DURACIONES MENORES DE 60 MINUTOS EN FUNCIÓN DE LA INTENSIDAD MÁXIMA DE 60 MINUTOS

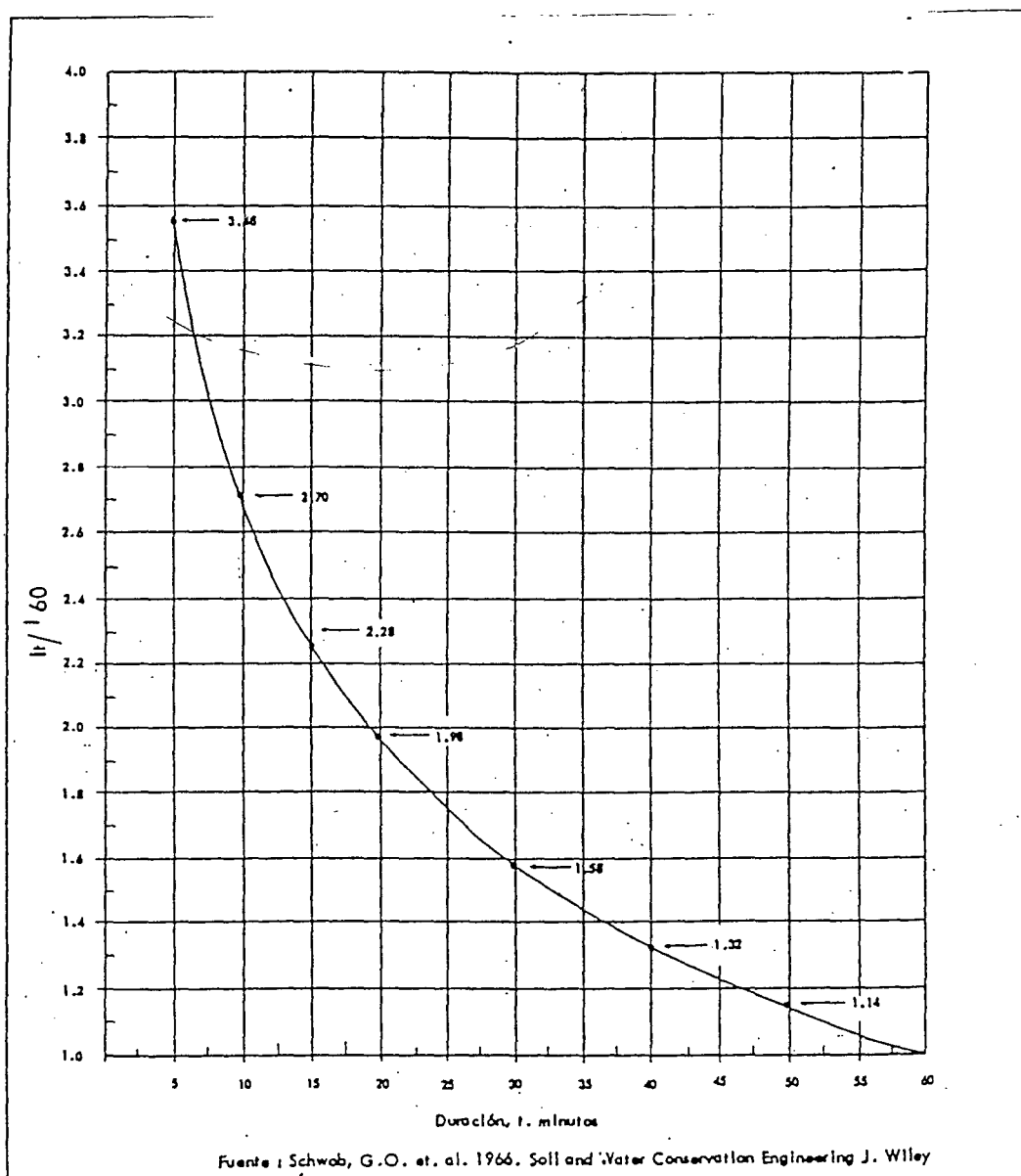
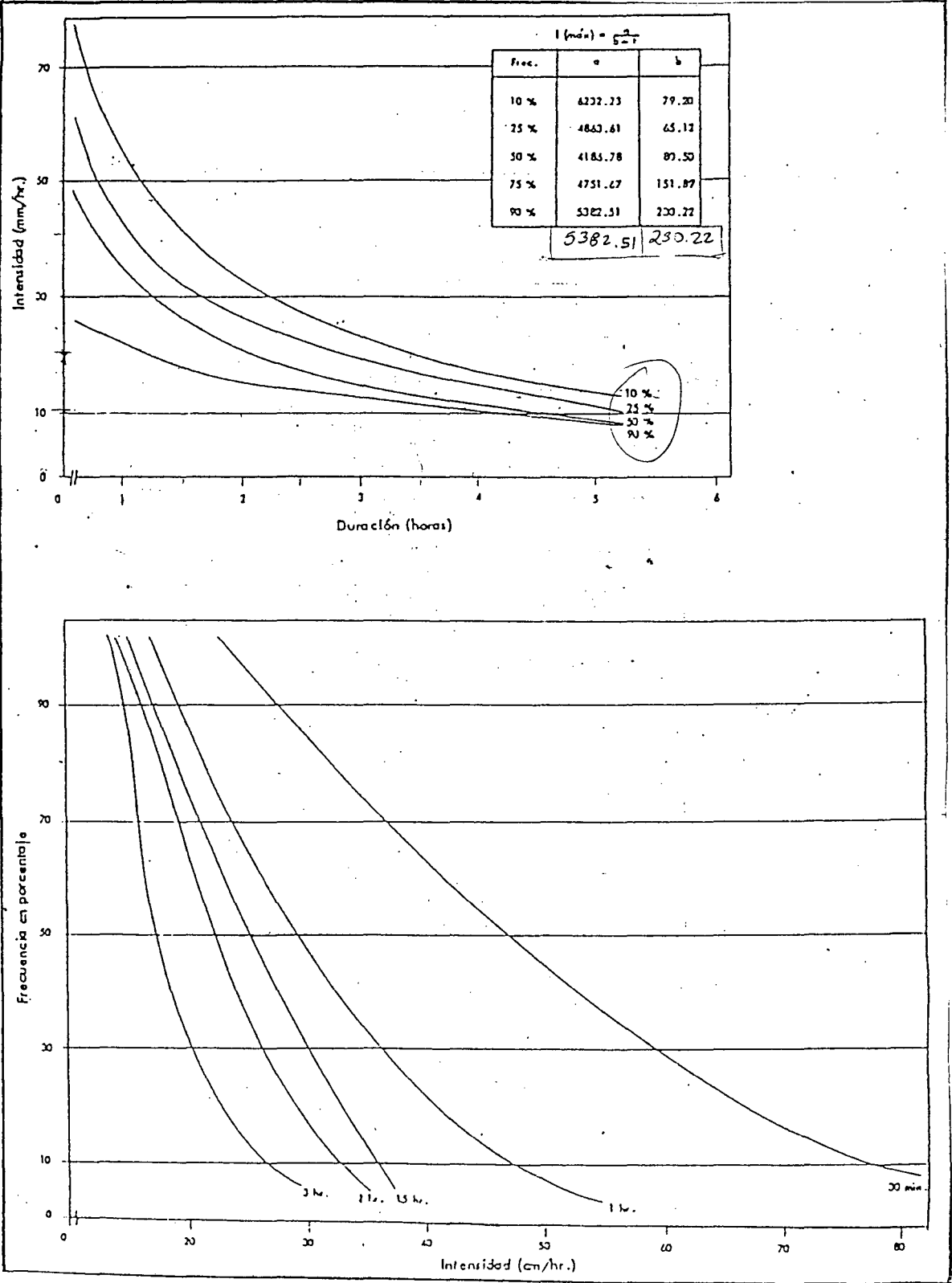


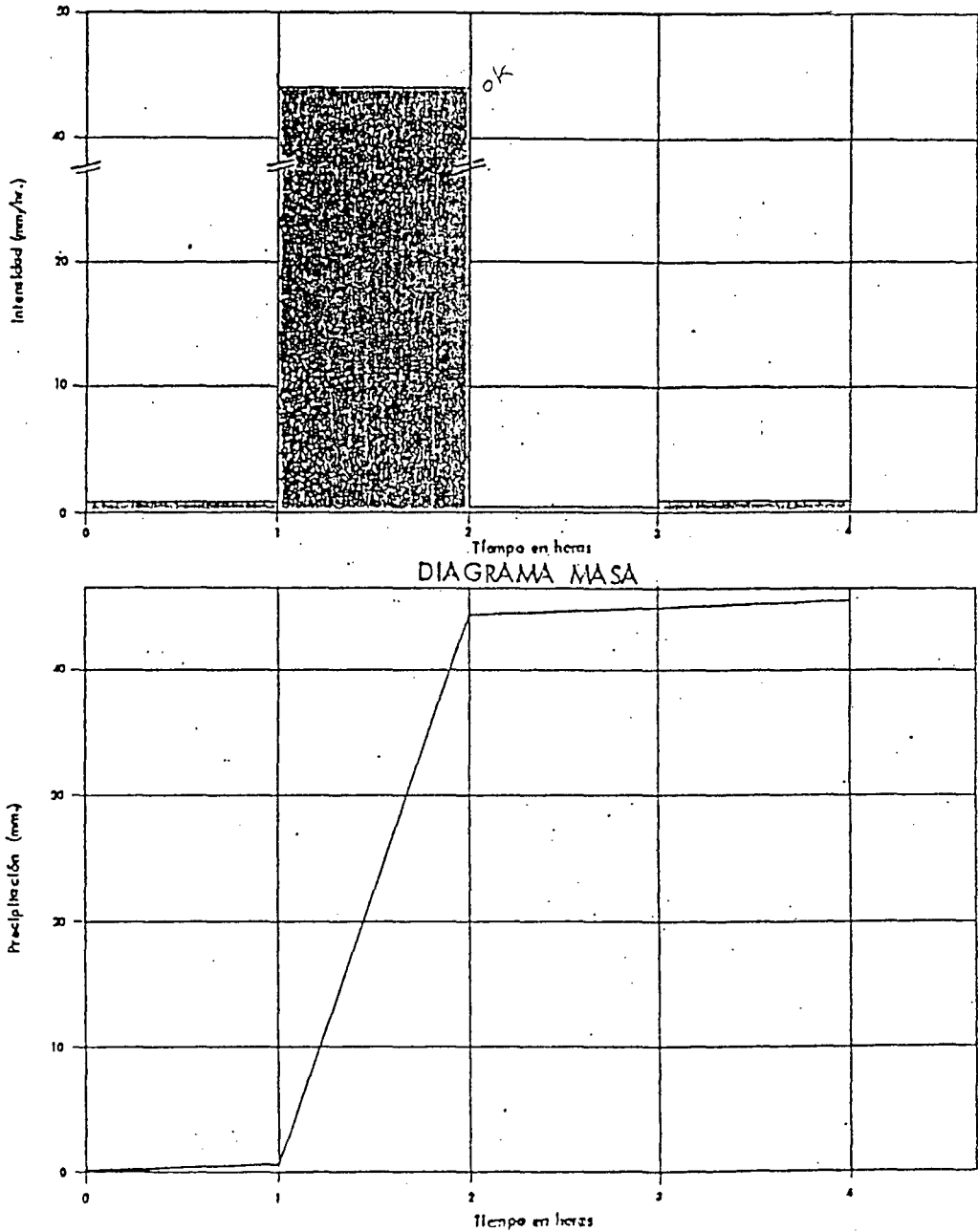
GRAFICO N° II – 6

RELACIÓN INTENSIDAD – FRECUENCIA – DURACIÓN DE PRECIPITACIÓN
 PERIODO 65 – 72



TESIS: Cálculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

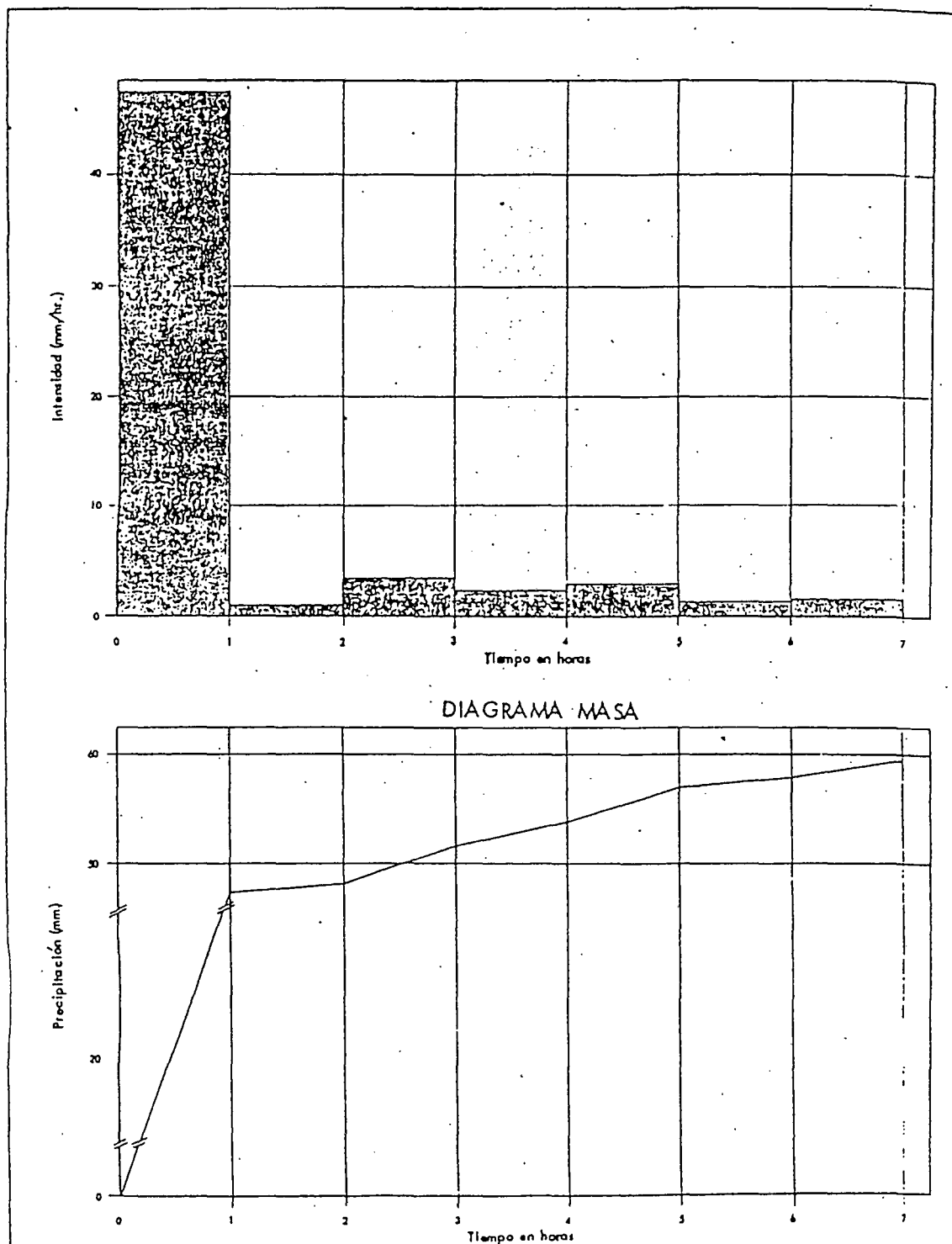
GRAFICO N° II – 7
HISTOGRAMA DE PRECIPITACIÓN
TORMENTA DE MÁXIMA INTENSIDAD DEL 26 -11-68
ESTACIÓN LA UNIÓN



TESIS: Cálculo Hidráulico y Estructural de las Obras de Arte de Cruce, Margen Izquierda Irrigación Biavo

GRAFICO N° II- 8

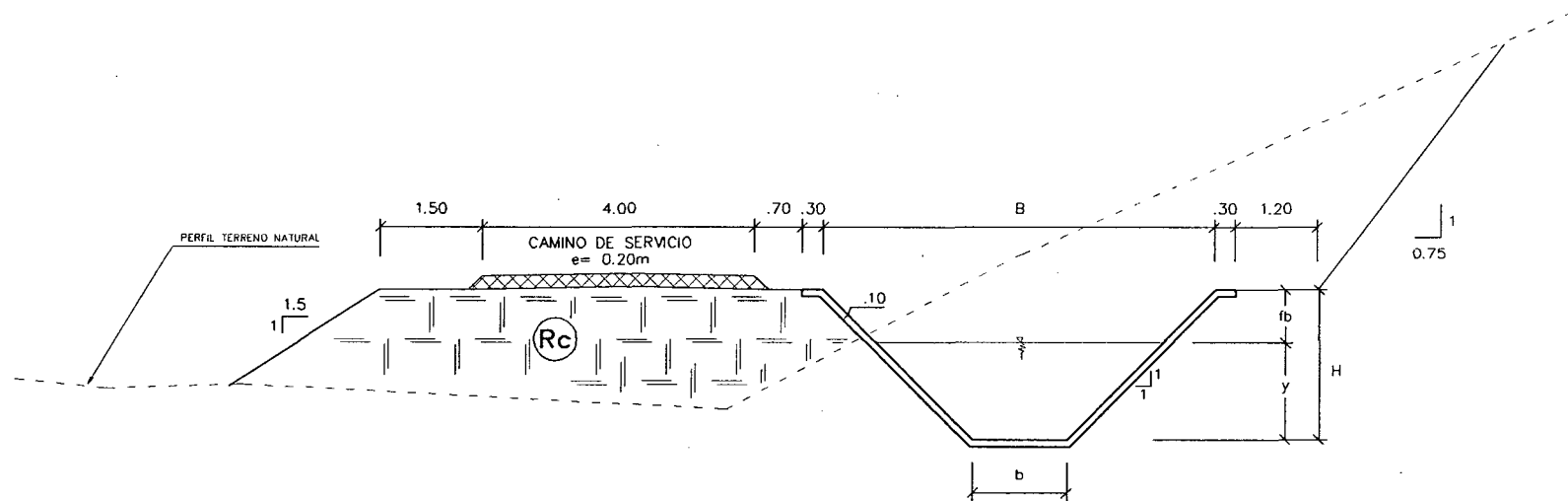
HISTOGRAMA DE PRECIPITACIÓN
TORMENTA DE MÁXIMA INTENSIDAD DEL 02-12-68
ESTACIÓN PORVENIR



Fuente : ONERN (Referencia Bibliográfica N° 2)

SISTEMA DE RIEGO BIAVO – MARGEN IZQUIERDA
CANAL PRINCIPAL

FIGURA N° CP-1



SECCION TIPICA

NOTA: VER DIMENSIONES EN CUADRO DE CARACTERISTICAS

[Handwritten signature]